

ARMIERTER BETON.

1909. APRIL.

INHALT:

Der von der Königlichen Eisenbahndirektion Berlin ausgeführte Dauerversuch an einem Versuchsbalken aus Eisenbeton. Von Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor Homann (Berlin). S. 153.

Die Eisenbetonkuppel der Friedrichstraßenpassage in Berlin. Von Prof. Siegmund Müller (Charlottenburg). S. 161.

Über den eingespannten Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment. Von Dipl.-Ing. Max Ritter (Charlottenburg). S. 171.

Bericht über die 12. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereines. Von Dipl.-Ing. R. Preuß. S. 173.

Neue Versuchsmethoden — neue Versuchsergebnisse. Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst. S. 178.

Die Führung des Geräte- und Werkzeugkontos bei Bauunternehmungen. Von Dipl.-Ing. C. M. Lewin (Berlin). S. 182.

Erlaß des Ministers für öffentliche Arbeiten betreffend Zulassung von Eisenportlandzement zu Staatsbauten. S. 189.

Literaturschau. Von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 189.

Selbstanzeigen. S. 196.

Mitteilungen über Patente. S. 196. — Verschiedene Mitteilungen. S. 197. — Fragekasten S. 198. — Bücherbesprechungen. S. 198.

DER VON DER KÖNIGLICHEN EISENBAHNDIREKTION BERLIN AUSGEFÜHRTE DAUERVERSUCH AN EINEM VERSUCHSBALKEN AUS EISENBETON. *)

Von Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor Homann (Berlin).

Bei der Veröffentlichung**) der für den Eisenbahndirektionsbezirk Berlin erlassenen „Vorläufigen Bestimmungen für das Entwerfen und die Ausführung von Ingenieurbauten in Eisenbeton“ stellte der Verfasser dieser Vorschriften, Regierungs- und Baurat Labes, einen Dauerversuch in Aussicht, der die noch fehlenden praktischen Unterlagen für die Beurteilung seines Berechnungsverfahrens und unter Umständen für dessen weiteren Ausbau liefern sollte.

Die genannten Vorschriften sind inzwischen weithin bekannt geworden, und es erscheint deshalb nicht überflüssig, näheres über den Dauerversuch, der unter der Oberleitung des Regierungs- und Baurats Labes stattgefunden hat und nunmehr abgeschlossen ist, mitzuteilen, wenn er auch leider infolge eines bei der Herstellung der Versuchskörper vorgekommenen Versehens nur in eingeschränktem Maße seiner ursprünglichen Aufgabe gerecht wird.

*) Die Schriftleitung wird auf die Ergebnisse dieses interessanten Versuches noch zurückkommen. Es ist beabsichtigt eine Diskussion darüber einzuleiten, inwieweit die vom Verfasser gezogenen Schlußfolgerungen berechtigt sind, und ob die Voraussetzungen des Versuches und dessen Durchführung zutreffend sind. Für diesmal begnügen wir uns, darauf hinzuweisen, daß wir nicht mit allen in diesem Aufsatz ausgesprochenen Ansichten und Folgerungen übereinstimmen.

**) Siehe Zentralblatt der Bauverwaltung 1906, S. 327 u. folg. Die „Vorläufigen Bestimmungen“ beabsichtigen bekanntlich, die bestehenden Unklarheiten, die ihren Grund in dem Fehlen amtlicher Vorschriften für die Berechnung von Ingenieurbauten hatten, zu beseitigen, und dadurch der Eisenbetonbauweise auch beim Bau von Eisenbahnbrücken Eingang zu verschaffen und das Vertrauen zu ihr durch vorsichtig entworfene Bauwerke zu stärken.

Aufgaben des Dauerversuchs.

Da die „Vorläufigen Bestimmungen“ sich von ähnlichen Vorschriften durch die Berücksichtigung der Betonzugspannungen unterscheiden, mußte die Aufgabe des Dauerversuches darin liegen, einen Beitrag zur Klärung folgender Fragen des Eisenbetonbaues zu liefern:

- a) Treten statische Risse im Betonzuggurt von eisenbewehrten Tragwerken auf, wenn diese — namentlich durch vielfach wiederholte Belastungen — Beanspruchungen erleiden, die zwar innerhalb der nach den „Hochbauvorschriften“*) zulässigen Grenzen für σ_b und σ_c liegen, aber andererseits die Biegezugfestigkeit des Betons überschreiten?
- b) Wird ein solcher Riß an einer dem Wechsel unseres Klimas ausgesetzten Eisenbahnbrücke zugleich die weitere Zerstörung des Verbundkörpers einleiten, vielleicht in der Weise, daß in der Nähe der Rißstelle infolge der eintretenden Unstetigkeit der Spannungserscheinungen die Haftfestigkeit des Betons überschritten wird, und eine Trennung des Eisens vom Beton eintritt?

Versuchsplan.

Hieraus ergab sich folgender Versuchsplan: Ein oder mehrere Versuchskörper sollten wechselnde Belastungen von solcher Größe er-

*) Gemeint sind die „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 16. April 1904“. Die neuere Ausgabe dieser Vorschriften vom 24. Mai 1907 geht von ähnlichen Voraussetzungen aus, wie die „Vorläufigen Bestimmungen“.

halten, daß die Spannungen nach den „Hochbauvorschriften“ dicht an der zulässigen Grenze lagen. Nach dem Eintritt von statischen Rissen sollten die Körper unter weiterer Belastung dem rostbildenden Einfluß von Luft und Wasser ausgesetzt und nach etwa einer Million Belastungen der Zustand der Verbundkörper durch Freilegen der Eisenbewehrung festgestellt werden.

Die Versuchskörper.

Als Versuchskörper wurden zwei Plattenbalken nach Fig. 1 gewählt.

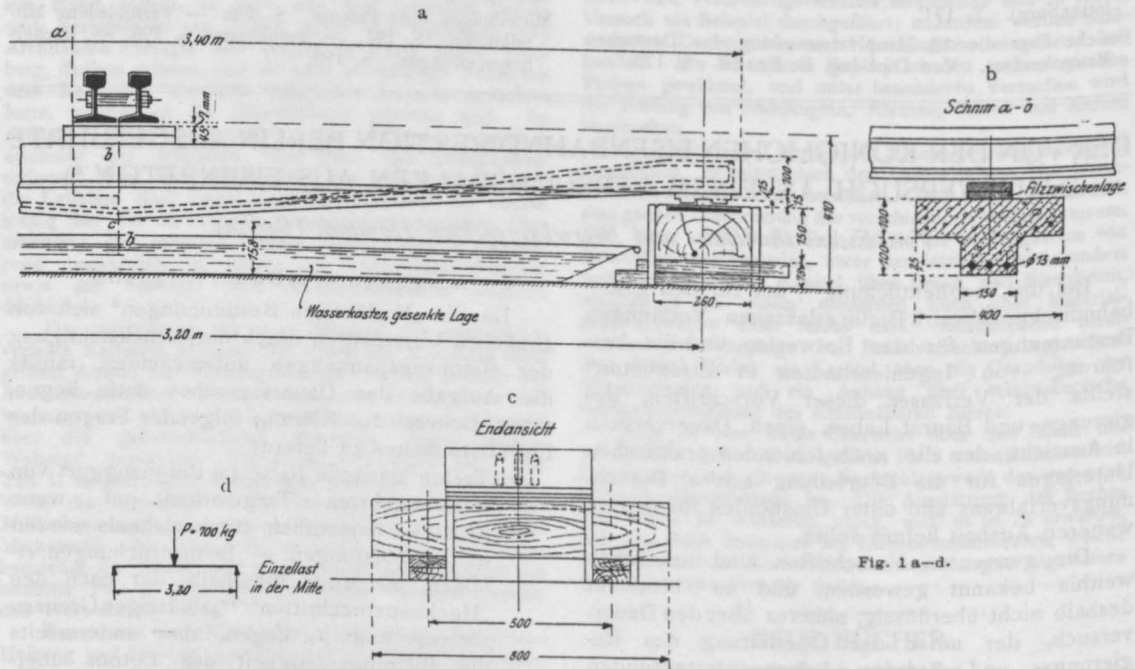


Fig. 1 a-d.

Die Höhe der Rippe nimmt von der Plattenmitte nach den Auflagern hin geradlinig ab, eine Form, bei der, wie die Berechnung ergab, unter den hier gewählten Verhältnissen die Zugspannungen bei Belastung nach Fig. 4a über die ganze Balkenlänge nahezu konstant blieben*). Diese Form sollte bewirken, daß ohne Überbeanspruchung des mittleren Balkenteiles Risse auf der ganzen Balkenlänge auftreten könnten. Daneben bot sie auch noch den Vorteil, daß der weiter unten erwähnte Wasserbehälter angesetzt werden konnte. Außer den Versuchskörpern wurden aus demselben Material und unter sonst gleichen Verhältnissen noch zwei unbewehrte

Betonbalken von 15/30 cm Querschnitt und 220 cm Länge, sowie zwei Probewürfel von 30 cm Seitenlänge hergestellt. An diesen Probekörpern sollten die Festigkeitswerte S_{bd} und S_{bz}^{**} der „Vorläufigen Bestimmungen“ ermittelt werden.

Sämtliche Betonkörper wurden von der Firma Wayss und Freytag in bereitwilligster Weise unentgeltlich zur Verfügung gestellt.

Für die Zusammensetzung und Herstellung der Versuchs- und Probekörper war lediglich die Forderung aufgestellt worden, daß die Würfel Festigkeit S_{bd} nach 28 Tagen mindestens 200 kg und die rechnungsmäßige Biegezugfestigkeit S_{bz}

mindestens 30 kg/cm² betragen sollte. Die Firma stellte danach am 20. August 1906 die Körper im Mischungsverhältnis von 1 Raumteil Zement — Marke „Bär“ aus der Portlandzementfabrik Rüdersdorf vorm. Guthmann & Jeserich — zu 4 Raumteilen Weißkies her. Die Betonmischung wurde erdfeucht nach den vom Deutschen Betonverein herausgegebenen Bestimmungen für Ausführung von Bauten in Stampfbeton eingestampft.

Die Festigkeitsuntersuchungen an den Probekörpern wurden durch das Königliche Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde ausgeführt. Sie brachten folgende Ergebnisse:

*) Unter der Annahme, daß der Beton sich an der Aufnahme der Zugspannungen beteiligt.

**) S_{bd} ist die Würfel Festigkeit, S_{bz} die unter Zugrundelegung der Navierschen Formel aus der Bruchlast errechnete Biegezugfestigkeit.

1. Untersuchung der Würfel.

| Alter der Probe in Tagen | Gewicht der Probe im Anlieferungszustande | Raumgewicht | Abmessungen in cm | | | gedrückte Fläche qcm | Belastung in kg bei der | | S_{bd} kg/cm ² |
|--------------------------|---|-------------|-------------------|------|--------|----------------------|-------------------------|------------|-----------------------------|
| | | | Länge | Höhe | Breite | | Rißbildung | Zerstörung | |
| 285 | 60,50 | 2,241 | 30,0 | 30,0 | 30,2 | 900 | Rißbildung u. Zerstörg. | 266 400 | 296 |
| 280 | 59,35 | 2,198 | 30,0 | 30,0 | 30,2 | 900 | gleichztg. | 159 500 | 177 |

2. Untersuchung des Probekalkens.

Es wurde nur der eine Probekalken untersucht, weil der andere auf dem Anhalter Bahnhofe eine Beschädigung erhalten hatte.

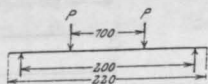
Gewicht, das im Ruhezustande auf einer Exzentrerscheibe aufliegt. Die Welle der Exzentrerscheibe kann durch Maschinenkraft gedreht werden. Zur Ablesung der Umdrehungen ist ein Zählwerk angebracht.

Belastungsanordnung:

| Alter am Prüfungstage | Gewicht | Stützweite cm | Durchbiegungen in $\frac{1}{1000}$ cm, bei den überschriebenen Belastungen in kg | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|-------------|------------------|--|---|---|---|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|---|--|
| | | | Belastungen: 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500 1600 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 277 Tage | 225,6 kg | 200 | Gesamt: | 0 | 5 | 7 | 8 | 12 | 12 | 16 | 17 | 19 | 22 | 22 | 23 | 26 | 29 | — | |
| | | | Zunahme: | 0 | 5 | 2 | 1 | 4 | 0 | 4 | 1 | 2 | 3 | 0 | 1 | 3 | 3 | — | |

Bruchlast: 1600 kg.

Bruchspannung: 37 kg/cm².



Entfernung des Bruchs von der Mitte: 11 cm.

Belastungsvorrichtung.

Für die Ausführung des Dauerversuchs stand auf dem Anhalter Bahnhofe in Berlin in einem

Unter den Schienen wurde der Versuchskörper so gelagert, daß beim höchsten Stande der Exzentrerscheibe über ihm etwa 7 mm Spiel verblieb, während er bei der Umdrehung allmählich die gesamte Last der Schienen und des Gewichts als Einzellast in der Mitte bekam und eine Zeitlang behielt, bis bei der weiteren Umdrehung die Last durch die Exzentrerscheibe wieder abgehoben wurde.

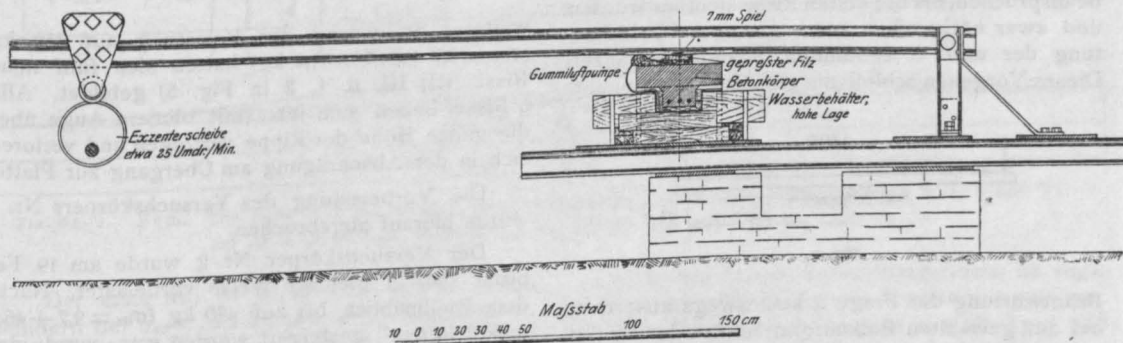


Fig. 2.

rings geschlossenen hölzernen Schuppen eine Einrichtung zur Verfügung, die früher zur Untersuchung von Steinschlag gedient hatte, und die auch für den vorliegenden Zweck recht geeignet erschien (Fig. 2).

Zwei fest miteinander verbundene Eisenbahnschienen sind am rechten Ende auf einem Bolzen drehbar gelagert, am anderen tragen sie ein

Auf die Versuchskörper waren in Balkenmitte zwei Filzplatten von zusammen etwa 45 mm Stärke aufgeklebt. Die Elastizität dieser Filzplatten, im Verein mit der Stetigkeit des Übergangs aus der Stütz- in die Schwebelage und mit der dabei eintretenden Durchbiegung des freien Schienenendes bewirkte, daß die Belastung auf die Versuchskörper ohne Stöße übergang und daß

sie in ganz ähnlicher Weise auf sie wirken mußte, wie ein langsam fahrender Zug auf eine Eisenbahnbrücke.

Die Entfernung des Versuchskörpers vom Drehpunkt und damit seine Belastung wurde so gewählt, daß die Beanspruchungen den obenuntera ausgesprochenen Bedingungen entsprachen.

Bei 700 kg Belastung errechneten sich folgende Spannungen:

| Verhältnis der Elastizitäts- ziffern $n = 10$ $\varnothing = 13 \text{ mm}$ | Stadium I. Der Beton wirkt auf Zug mit | Stadium II. Das Eisen nimmt die Zugspan- nungen allein auf |
|--|--|---|
| | $\sigma_{bd} = 32,0 \text{ kg/cm}^2$ | $\sigma_{bd} = 45,6 \text{ kg/cm}^2$ |
| | $\sigma_e = 353 \text{ kg}$ | $\sigma_e = 1140 \text{ kg/cm}^2$ |
| | $\sigma_{bz} = 44,9$ | — |
| $n = 15$ | nach den Hochbau- vorschriften | $\sigma_{bd} = 39,4 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_e = 1164 \text{ kg/cm}^2$ |

Der Versuchskörper genügt also den „Hochbauvorschriften“ und es konnte wegen $\sigma_{bz} = 44,9 \text{ kg}$ doch angenommen werden, daß statische Risse auftreten würden, wie der Versuchsplan es vorsah.

Der Vorversuch.

Da der Hauptzweck des Versuchs in der Bestimmung des Einflusses statischer Risse auf die Dauer der Verbundwirkung lag, so ging die Absicht dahin, die Plattenbalken zunächst durch stufenweise gesteigerte Belastungen soweit zu beanspruchen, bis die ersten Risse sichtbar würden, und zwar nötigenfalls unter geringer Überschreitung der unter a erwähnten Spannungsgrenzen. Dieses Vorgehen schloß die gleichzeitige genauere

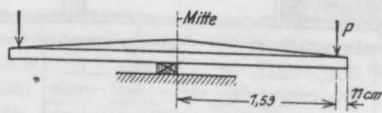


Fig. 3.

Beantwortung der Frage a keineswegs aus; denn bei der gewählten Balkenform mußte der Einfluß wechselnder Belastungen auf die Bildung weiterer Risse auch so noch beobachtet werden können, eine Annahme, die durch den Versuch bestätigt worden ist.

Fig. 3 zeigt die Anordnung des Vorversuchs. Die Balken wurden mit der Zugseite nach oben verlegt, um das Auffinden der Risse zu erleichtern. Zu demselben Zwecke war die Balkenrippe mit einem dünnen Kalkmilchanstrich versehen worden. Die Vorbelastung des Versuchskörpers Nr. 1 fand

am 7. Februar 1907 statt. Da nach früheren Erfahrungen eine Biegezugfestigkeit von mindestens 30 kg erwartet werden konnte, wurde gleich mit $P = 115 \text{ kg}$ begonnen. Hierfür war σ_{bz} zu $\sigma_g + \sigma_p = 9,7 + 11,4 = 21,1 \text{ kg/cm}^2$ berechnet worden. Nachdem die Last einige Minuten gewirkt hatte, wurde der Balken sorgfältig mit Lupen abgesucht. Es konnten keine Risse nachgewiesen werden. Nunmehr wurde P vorsichtig bis auf 230 kg erhöht, entsprechend $\sigma_{bz} = 9,7 + 22,8 = 32,5 \text{ kg}$. Jetzt zeigte sich 14 cm hinter der Balkenmitte der Riß I. Er war dem unbewaffneten Auge deutlich sichtbar und reichte bei etwa 1 cm Tiefe über die ganze Breite der Rippe. Seine Breite wurde auf $\frac{1}{20} \text{ mm}$ geschätzt.

Weitere Risse waren trotz sorgfältigen Absuchens mit Lupen nicht zu entdecken. Nach

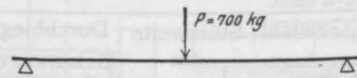


Fig. 4a.

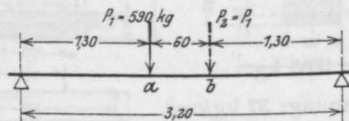
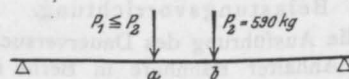


Fig. 4b. Belastung abwechselnd.

Fig. 4c. Gleichzeitige Belastung, aber $P_2 \leq P_1$.

weiterer Steigerung der Belastung auf 350 kg ($\sigma_{bz} = 9,7 + 34,7 = 44,4 \text{ kg}$) hatten sich fünf neue Risse (II, III, 0, 1, 2 in Fig. 5) gebildet. Alle 6 Risse ließen sich jetzt mit bloßem Auge über die ganze Höhe der Rippe verfolgen und verloren sich in der Abschrägung am Übergang zur Platte.

Die Vorbelastung des Versuchskörpers Nr. 1 wurde hierauf abgebrochen.

Der Versuchskörper Nr. 2 wurde am 19. Februar 1907 in gleicher Weise vorbelastet. Nachdem P allmählich bis auf 470 kg ($\sigma_{bz} = 9,7 + 46,6 = 56,3 \text{ kg/cm}^2$) gesteigert worden war, wurde der Versuch eingestellt, ohne daß Risse sichtbar geworden waren.

Die eben gegebenen σ -Werte bedürfen nun zunächst einer Berichtigung. Leider stellte sich nämlich nach Beendigung des Dauerversuchs heraus, daß die Eiseneinlagen bei Versuchskörper Nr. 1 nur 10 mm und bei Nr. 2 nur 12, statt 13 mm Durchmesser hatten.

Infolgedessen erhält man für die Vorversuche folgende Spannungen:

1. Spannungen nach Stadium I (n = 10).

| P in kg | | σ_{bz} -Werte | | | | σ_{bz} -Werte | | |
|------------|-----------------------------------|----------------------|------------|-----------------------|-----------------------------------|----------------------|------------|-----------------------|
| | | σ_g | σ_p | $\sigma_g + \sigma_p$ | | σ_g | σ_p | $\sigma_g + \sigma_p$ |
| 115 | $\varnothing = 10$ mm statt 13 | 10,6 | 12,5 | 23,1 | $\varnothing = 12$ mm statt 13 | 10,0 | 11,8 | 21,8 |
| 230 | | 10,6 | 25,0 | 35,6 | | 10,0 | 23,6 | 33,6 |
| 350 | | 10,6 | 38,0 | 48,6 | | 10,0 | 35,9 | 45,9 |
| 470 | | — | — | — | | 10,0 | 48,2 | 58,2 |

2. Spannungen nach den „Hochbauvorschriften“
(Stadium II).

| P in kg | $\varnothing = 10$ mm, n = 15 | σ_e aus | | | σ_{bd} aus | | |
|------------|----------------------------------|-------------------|----------------|--------------------|-------------------|----------------|--------------------|
| | | Eigen- gewicht | Probe- last | zu- sam- men | Eigen- gewicht | Probe- last | zu- sam- men |
| 115 | $\varnothing = 10$ mm, n = 15 | 416 | 488 | 904 | 10,3 | 12,0 | 22,3 |
| 230 | | 416 | 975 | 1391 | 10,3 | 24,1 | 34,4 |
| 350 | | 416 | 1485 | 1901 | 10,3 | 36,8 | 47,1 |
| 115 | $\varnothing = 12$ mm, n = 15 | 295 | 346 | 641 | 9,1 | 10,6 | 19,7 |
| 230 | | 295 | 690 | 985 | 9,1 | 21,3 | 30,4 |
| 350 | | 295 | 1050 | 1345 | 9,1 | 32,4 | 41,5 |
| 470 | | 295 | 1410 | 1705 | 9,1 | 43,5 | 52,6 |

berechtigen; beachtet man aber, daß der Beton nennenswerte Anfangsdruckspannungen gehabt haben kann, und daß die Risse zuerst sehr schwer zu erkennen sind, so wird auch dieser Versuch nicht als ein Beweis für die Erhöhung der Dehnungsfähigkeit angesehen werden können. Für die Praxis des Betonbaues kann natürlich nur das ungünstigere Ergebnis maßgebend sein, wenn der Beweis geliefert werden kann, daß die entstandenen statischen Risse die Ausgangspunkte einer weiteren Zerstörung werden können. Darüber sollte der Dauerversuch Auskunft geben.

Der Dauerversuch.

Es kam nunmehr darauf an während der weiteren Belastung des Versuchskörpers Nr. 1 nach Fig. 2 und 4a möglichst günstige Bedingungen für die Rostbildung zu schaffen. Dazu war der Wasserbehälter Fig. 1 u. 2 vorgesehen, der abwechselnd gehoben und gesenkt wurde. Bei der gehobenen Lage tauchte die Rippe des Versuchskörpers vollständig in Wasser*) ein, während gleichzeitig durch die Gummiluftpumpe selbsttätig Luft zu den Rissen geleitet wurde. Die Anordnung entspricht also, abgesehen von dem fehlenden Einflusse des Frostes, einer verstärkten Wirkung des Witterungswechsels.

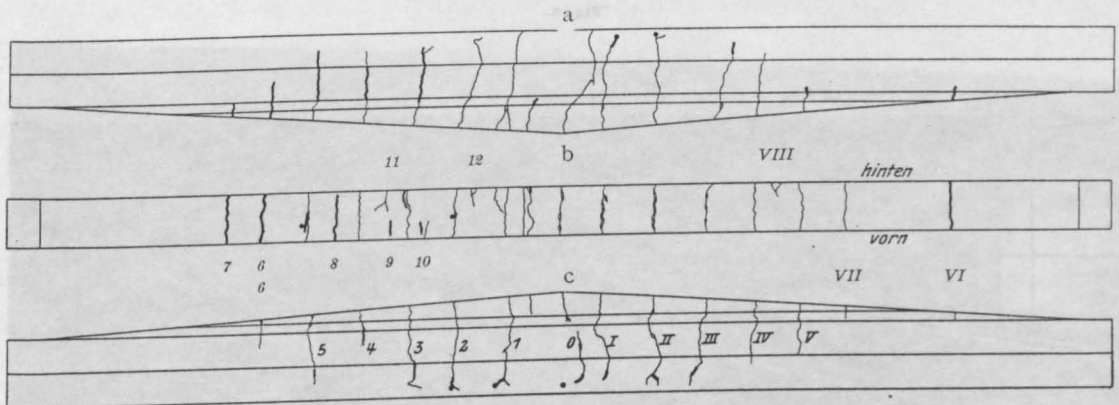


Fig. 5a-c. Bem. Die Risse 0, 1 bis 5 und I bis V wurden am 7. 1. 08 festgestellt, die Risse 6, 7, 8 und VI am 23. 3. 08 und die Risse 9, 10, 11, 12 und VII und VIII am 4. 10. 08.

Der erste Riß ist somit nicht bei $\sigma_{bz} = 32,5$, sondern bei $\sigma_{bz} \leq 35,6$ kg/qcm sichtbar geworden, und der Versuchskörper Nr. 2 hat $\sigma_{bz} = 58,2$ kg ausgehalten, ohne Risse zu zeigen.

Die Eisenspannung nach den Hochbauvorschriften von 1904 hat dabei im ersten Falle 1391 kg betragen.

Für unsere Frage ist es wichtig, daß bei Versuchskörper Nr. 1 die Dehnungsfähigkeit des Betons durch die Eisenbewehrung nicht erhöht worden ist. Der unbewehrte Probekörper war erst bei $\sigma = 37$ kg zerbrochen. Der zweite Versuch scheint zunächst zu anderen Schlüssen zu

In Spalte 10 des Versuchstagebuchs ist angegeben, wann die Rippe von Wasser umspült war.

Der Dauerversuch begann am 23. April 1907 mit der Belastungsanordnung nach Fig. 4a.

Die nach den „Hochbauvorschriften“ berechneten Spannungen sollten betragen:

$$\sigma_{bd} = 39,4, \sigma_e = 1164 \text{ kg/cm}^2;$$

wegen $\varnothing = 10$, statt 13 mm, betragen sie aber

$$\sigma_{bd} = 47,1 \text{ kg, } \sigma_e = 1900 \text{ kg.}$$

*) Es wurde Berliner Wasserleitungswasser und reines Regenwasser verwendet.

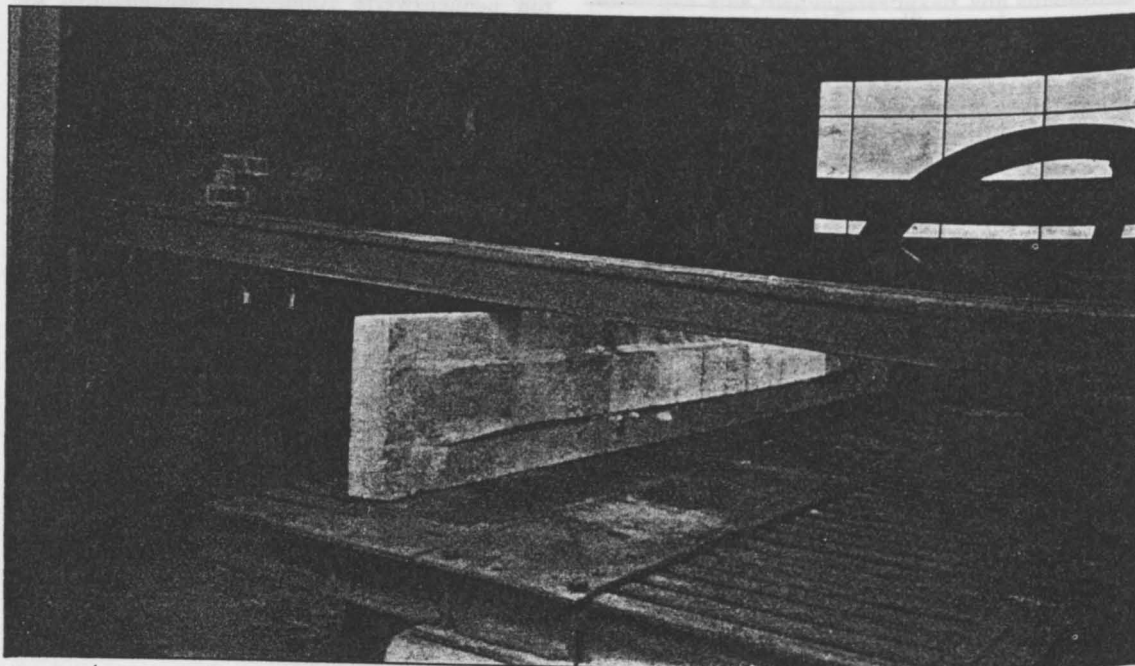


Fig. 6.

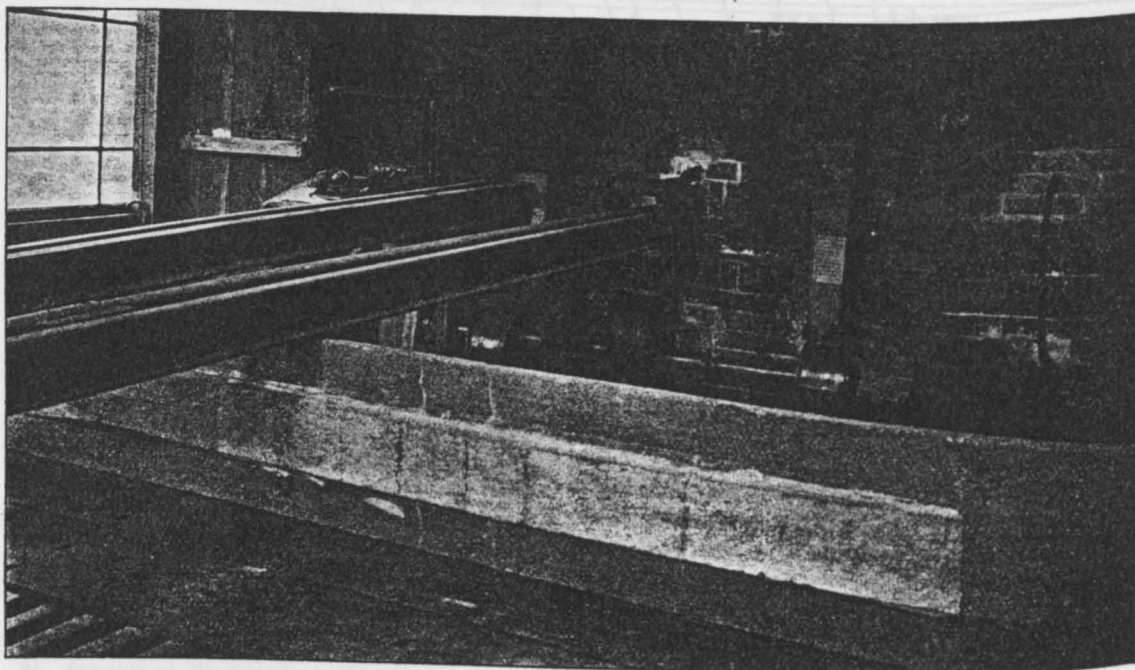


Fig. 7.

σ_e war also wesentlich höher als beabsichtigt gewesen war, lag aber immer noch weit unterhalb der Elastizitätsgrenze, die bei etwa 2700 kg angenommen werden kann.

Am 17. Juni 1907, nach etwa 84 000 Belastungen, zeigten sich die ersten Spuren von Rostbildungen. Die Ränder der Risse waren braun gefärbt. Die braune Färbung nahm im weiteren Verlaufe des Versuches an Deutlichkeit zu. Um Gewißheit zu erhalten, ob es sich hier wirklich um Rost handelte und ob er von den Eiseneinlagen herrührte, wurde an einem Risse am 23. November 1907 die dünne braune Schicht vorsichtig mit einem Messingspatel abgekratzt und chemisch untersucht. Das Pulver

Sie rührt von dem erwähnten Zementstaub und dem Wasser her, das sich in den Rissen hochgezogen hat. Im ganzen waren damals 11 Risse vorhanden. Die mittleren 5 reichten 4 bis 6 cm tief in die Platte hinein, während die anderen 6 in der Abschrägung endigten. Der Verlauf der Risse wird durch Fig. 5 veranschaulicht. Sie verlaufen im wesentlichen senkrecht zur Balkenachse. Ihre Breite ließ sich schwer schätzen, weil sie sich infolge Abbröckelns der Ränder nicht mehr als feine Linie zeigten, jedenfalls aber hatten sich die Risse schon damals stark erweitert (Zementstaub).

Während bisher die Wirkung eines immer

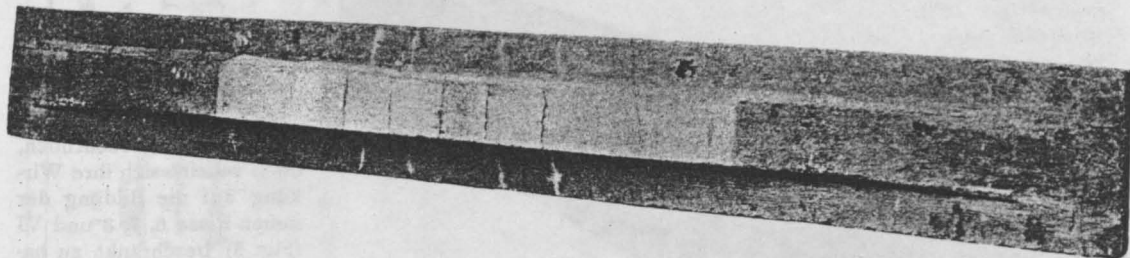


Fig. 8.

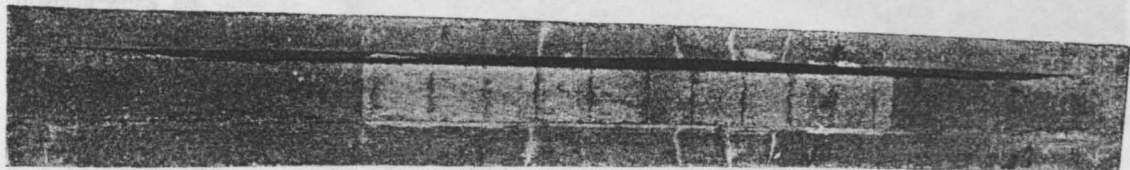


Fig. 9.

enthielt 4,45 % Eisenoxyd, während eine Betonprobe 2,04 % Eisenoxydgehalt ergab. Es konnte danach mit großer Wahrscheinlichkeit angenommen werden, daß Rostbildung eingetreten sei und daß sie wohl nicht auf die Breite des Risses beschränkt sein könnte.

Besonders wichtig aber war die Beobachtung, daß während der Belastung aus den Rissen ein feiner Zementstaub herausrieselte, der sich mittels eines untergelegten Stückes Papier nachweisen ließ. Trotzdem hierin ein Beweis für die einsetzende Zerstörung erblickt werden konnte, erschien es ratsam, die Versuche fortzusetzen, und zwar zunächst noch in gleicher Weise wie bisher.

Am 3. Januar 1908 wurden die Aufnahmen (Fig. 6 u. 7) gemacht. Man sieht deutlich 7 Risse und die erwähnte braune Färbung der Ränder an der Unterkante der Rippe. An der Platte sind die Risse durch Zementschlempe weiß gefärbt.

im gleichen Sinne wirkenden Biegemomentes untersucht worden war, sollte nunmehr auch der ungünstige Einfluß wandernder Lasten mit ihrer wechselnden Querkraftrichtung zur Geltung kommen.

Dazu wurde die Belastungsanordnung (Fig. 4b) gewählt. Eine Kraft $P_1 = P_2$ greift abwechselnd in den Punkten a und b an. P_1 ergab sich zu 590 kg aus der Bedingung, daß das Moment M_a (M_b) nicht größer werden sollte als vorher. Der mittlere 60 cm breite Balkenteil erhielt nun eine Querkraft von abwechselnd + und - 240 kg.

Die Spannungen in den Punkten a und b betrugen (mit $n = 15$)

$$\sigma_e = 1805 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{b,d} = 48,0 \text{ kg.}$$

Auf den Fig. 6 und 7 ist schon die neue Anordnung zu sehen. Es sind zwei Hebelschienenpaare vorhanden, deren Exzentralscheiben gegeneinander versetzt sind.

Damit bei der Anordnung 4b die Lastwirkungen sich nicht überdeckten, mußte die Versetzung der Exzentrerscheiben und die Höhenlage der Versuchskörper genau abgepaßt werden. Bevor dies geschehen war, wurde die Maschine vom Wärter versehentlich in Gang gesetzt, und es bestand deshalb in der Zeit vom 17. bis 21. Februar 1908 während 20 000 Umdrehungen der Zustand, daß P_1 noch nicht vollständig abgehoben war, als schon P_2 auf den Versuchskörper zu wirken begann. Ob hierbei beide Lasten gleichzeitig mit ihrem vollen Gewichte gewirkt haben, ist nicht festgestellt worden. (Die Lasten wirken erst in voller Größe, nachdem das freie Schienenende sich durchgebogen hat.)

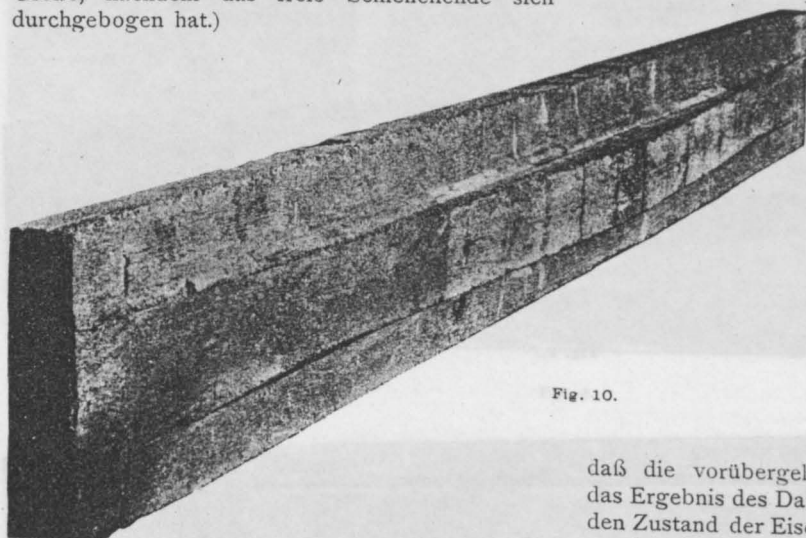


Fig. 10.

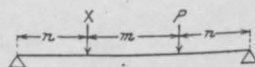
Wird angenommen, daß dies der Fall gewesen sei, so ergeben sich folgende Spannungen (Stadium II):

| Verhältnis der Elastizitätsziffern | Spannungen im mittleren Balkenteile | |
|---------------------------------------|--|-------------------------|
| | σ_{bd} | σ_e |
| $n = 10$ | 86,5 kg/cm ² | 2740 kg/cm ² |
| $n = 15$ | 74,3 kg/cm ² | 2800 kg/cm ² |

Für die Beurteilung des Einflusses dieser Überbelastung auf das Versuchsergebnis lieferte die genaue äußere Untersuchung nichts ungünstiges. Der Beton hat den ihm zugemuteten Druckspannungen gut widerstanden.

Die mittleren Risse 0, 1, 2, I, II, III, auf die es im weiteren vor allem ankommt, hatten sich anscheinend nicht verändert, insbesondere waren sie nicht länger geworden. Ungünstige Einwirkungen auf den Verbund konnten nicht festgestellt werden. Solche waren aber auch nicht zu erwarten, weil die τ -Spannungen niedrig geblieben waren; namentlich gilt dies vom mittleren Balkenteile (a—b), wo die Querkraft den Wert

$Q = \frac{(P-X)n}{m+2n}$ hat, also für alle praktisch möglichen Werte von X kleiner ist als bei der programmäßigen Belastung, s. nachst. Skizze.



Die Eisenspannungen waren allerdings recht hoch, doch scheint sich ihre Wirkung auf die Bildung der neuen Risse 6, 7, 8 und VI (Fig. 5) beschränkt zu haben und namentlich auf den mittleren Balkenteil ganz ohne Einfluß geblieben zu sein. Es kann deshalb wohl behauptet werden,

daß die vorübergehenden Überbeanspruchungen das Ergebnis des Dauerversuchs und insbesondere den Zustand der Eiseneinlagen, wie er sich später ergab, als diese freigelegt wurden, nicht wesentlich abgeändert haben.

Die weitere Belastung bis zum Schlusse erfolgte nach Fig. 4b. Über die Einzelheiten gibt das Versuchstagebuch Aufschluß. Am 31. Oktober wurde der Versuch abgebrochen.

Der Versuchskörper hatte bis dahin im ganzen 196 170 Belastungen nach Fig. 4a, 20 000 " " " 4c, 1 070 552 " " " 4b, zusammen also 1 286 722 Belastungen erhalten.

Sein Zustand ist durch photographische Aufnahmen (s. Fig. 8 vom 24. März 1908 und Fig. 9 u. 10 vom 6. November 1908) und durch Messung der Durchbiegungen festgehalten worden (siehe nachstehende Zusammenstellung). Das Fortschreiten der Risse ist in Fig. 5 eingetragen.

(Fortsetzung folgt.)

Von Prof. Siegmund Müller (Charlottenburg).

Friedrichstraße führt senkrecht zur Straßenflucht ein gerader Zugangsarm von rd. 50 m Länge in den Kuppelraum, dessen Mittelpunkt in der Verlängerung seiner Achse

liegt; auf der Gegenseite biegt die austretende Passage in sanfter Krümmung in einen zweiten geraden Strang, welcher mit nahezu gleicher Länge senkrecht in die Oranienburger Straße mündet. Die Passage selbst ist 13,2 m breit, hat also ungefähr dieselbe Breite, wie die bekannte Mailänder Passage Galleria Vittorio Emanuele. Der Übergang in den Kuppelraum wird durch vier kräftige Portalpfeiler gebildet; sie

strukture Ansichtsbreite der Zwischenpfeiler nur ein Maß von 1,20 m zugestanden werden. Als Tragglieder erhalten die Zwischenpfeiler aus dem Kuppelgewicht nahezu die gleichen Belastungen; ihre konstruktive Durchbildung ist daher im wesentlichen die gleiche. Sie unterscheiden sich nur durch die Verschiedenheiten der Werksteinverblendung, welche durch die Anlage der beiderseitigen Treppen bedingt waren.

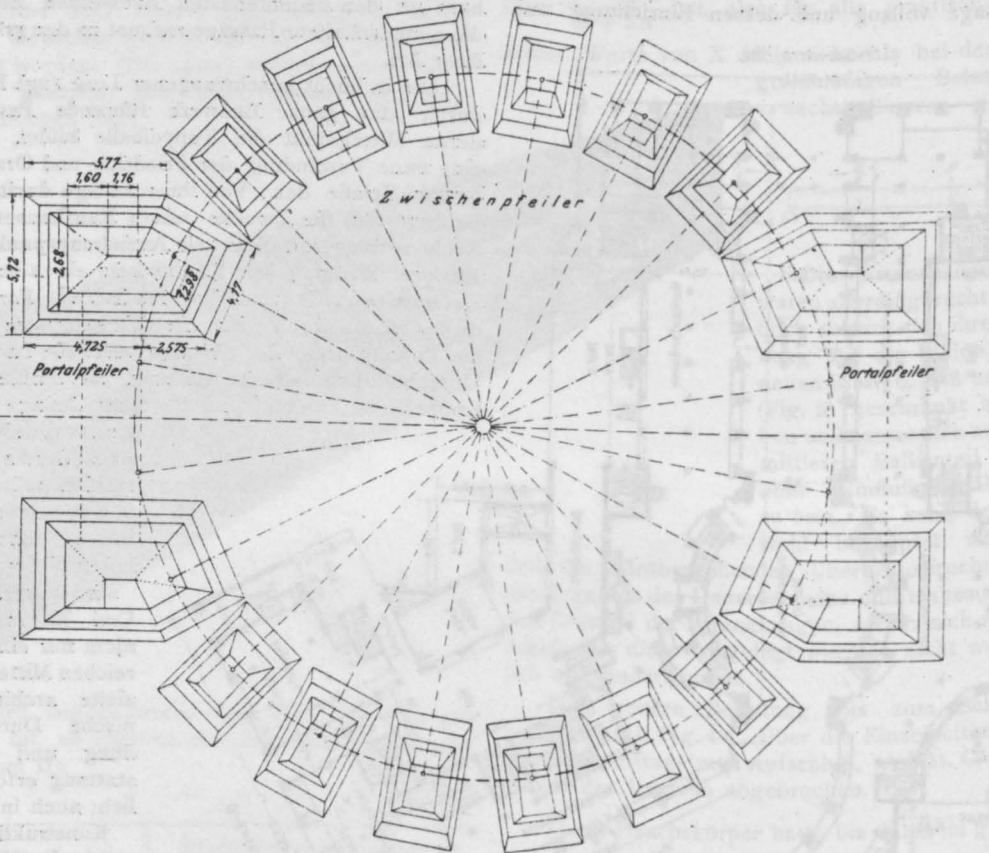


Fig. 2.

Grundriß der Kuppelfundamente.

bilden die Hauptunterstützung der Kuppel und übernehmen fast die Hälfte der Kuppellast. Der Grundriß der Kuppelhalle zeigt eine Kreisfläche mit einem Durchmesser von 28,30 m. In der Umfangsline des Kuppelkreises stehen außer den vier Portalpfeilern 12 Zwischenpfeiler in Achsenabständen von 4,44 m, vergl. Fig. 2. Portal- und Zwischenpfeiler bilden eine Gruppe lotrechter, von einander unabhängiger Stiele. Diese Auflösung des Kuppelunterbaues in einzelne Glieder war durch die Forderung bedingt, daß die an die Kuppelhalle anstoßenden Räume möglichst große Schaufenster und Lichtflächen erhalten mußten. Aus diesem Grunde konnte für die kon-

Einen Blick in die Aufrißentwicklung der Kuppelhalle gewährt die photographische Abbildung Fig. 3; die Hauptabmessungen sind aus der konstruktiven Fig. 4 u. 5 ersichtlich. Der Kuppelüberbau, die eigentliche Kuppel, bildet ein aus einzelnen Rippen mit Zwischenverglasung bestehendes Halbkugelgewölbe, dessen konstruktiver Achsendurchmesser nahezu 30,0 m beträgt. Der Kuppelscheitel ist offen und trägt eine durchbrochene Laterne. Die Kuppelpfeiler reichen vom Fundament, welches etwa 4,0 m unter der Straßenhöhe der Passage liegt, durch fünf Stockwerke 20,25 m bis zum Anfang der Kuppelwölbung; von

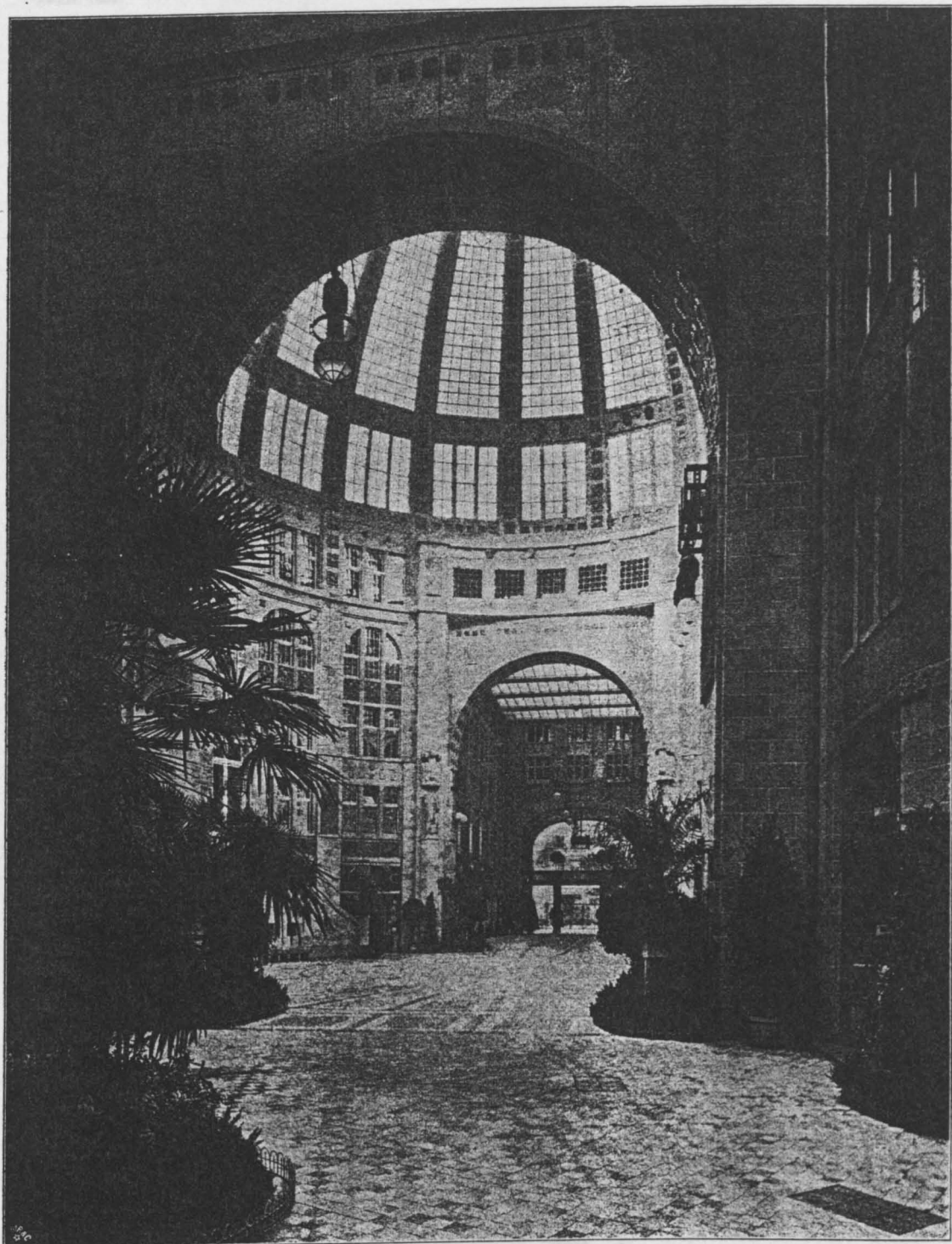


Fig. 3.

Innere Ansicht der Kuppel.

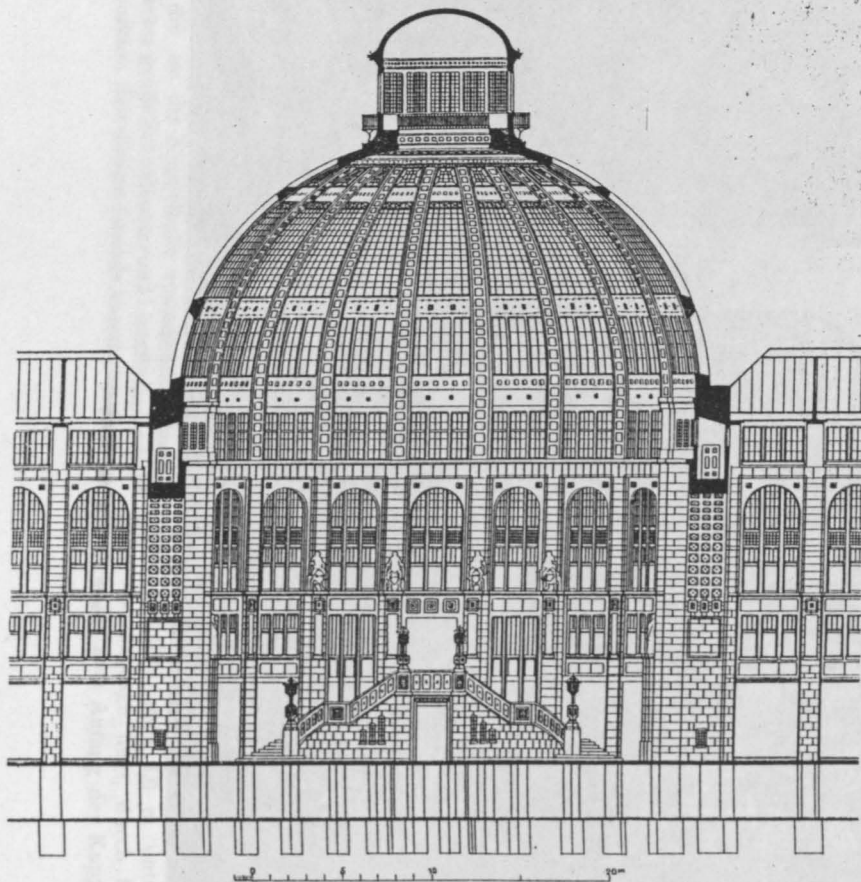


Fig. 4. Schnitt durch die Kuppel.

(Nach „Zeitschr. f. Bauwesen“ 1909, Heft 1/3, Seite 23/24.)

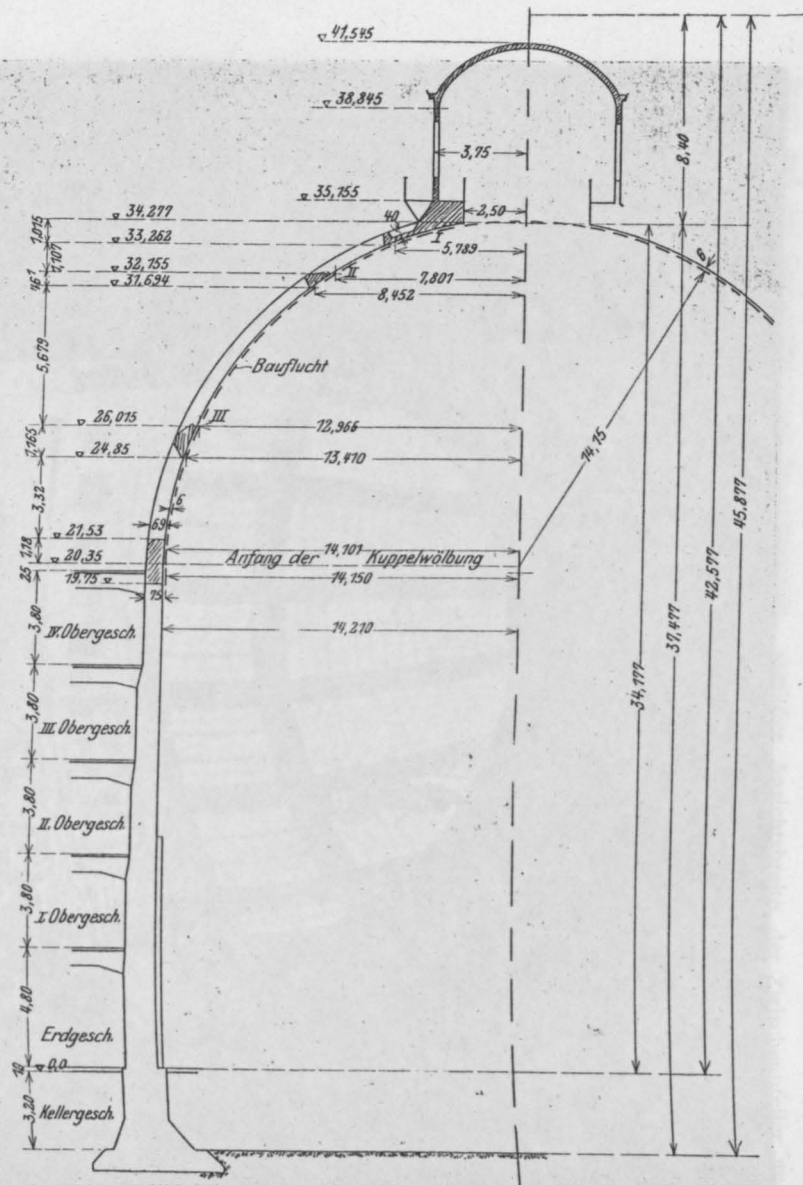


Fig. 5. Höhenabmessungen der Kuppel.

dort wölbt sich das Kuppelgewölbe bis zum Scheitel in einer Höhe von 14 m. Die Oberkante der Laterne liegt noch 7,75 m über dem Kuppelscheitel so daß die konstruktive Höhe vom Fundament bis Scheitel der Kuppellaterne rund 46,0 m beträgt.

Ihrer Spannweite nach gehört die Passagekuppel zu den größten massiven Kuppeln. Die massive Domkuppel größter Spannweite, die der Peterskirche in Rom, hat 42,0 m Spannweite; die berühmte Kuppel der Sophienkirche in Konstantinopel hat etwa die gleiche Spannweite wie die Passagekuppel.

Die Hauptschwierigkeit der zu lösenden konstruktiven Aufgabe entstand aus der ungewöhnlichen Größe der geforderten Lichtflächen. Die Gesamtoberfläche der eigentlichen Kuppel ohne Laterne beträgt 1300 qm; die Hälfte, rund gleich der Grundrißfläche des Kuppelraumes, ist als Lichtfläche ausgebildet. Die Notwendigkeit dieses großen Oberlichtes war schon durch die Ausnutzung der an die Kuppelhalle anstoßenden Innenräume geboten, welche allein aus der Kuppelhalle beleuchtet werden. Da nun in den Umfassungswänden des Unterbaues bis zur Höhe von 20 m über der Straßenhöhe der Passage nirgends eine direkte Beleuchtung des Kuppelinnern angeordnet werden konnte, mußte die Kuppelhaut oben, soweit konstruktiv nur irgend möglich, als Glasfläche ausgebildet werden. Überdies sollte die große Lichtfläche der ganzen Kuppelhalle eine besonders leichte und reizvolle ästhetische Innenwirkung verleihen.

Die Notwendigkeit der großen Lichtfläche ergab architektonisch von selbst eine aufgelöste Kuppelwölbung, in der aufstrebende Gewölberippen mit nach oben verjüngten Lichtflächen abwechseln. (Fig. 6.)

Günstige Formgebung der Lichtflächen und gefällige Verteilung auf die Eingangsportale der Passage führten dazu, die Kuppelfläche in 20 gleiche Felder einzuteilen. Aus konstruktiven wie aus ästhetischen Gründen mußten die 20 Rippen außer durch den unteren Fuß- und den oberen Kopfring noch durch zwei Innenringe zusammengefaßt werden.

Für die konstruktive Durchbildung der Kuppel war die Frage des geeigneten Baustoffes von maßgebender Bedeutung.

Bei der Größe der Spannweite und den geringen verfügbaren Konstruktionsflächen der durchbrochenen Kuppel konnte nicht daran gedacht werden, die Kuppel nach früheren Bauweisen in massivem Ziegel- oder Werksteinmauerwerk herzu-

stellen. Doch auch für den Unterbau ergab sich von vornherein, daß gewöhnliches Mauerwerk nicht zur Verwendung kommen konnte. Bei der geringen Konstruktionsbreite von 1,20 m hätten die Zwischenpfeiler zur Aufnahme der Kuppelgewichte und der exzentrischen Belastung durch die Windkräfte, wie eine Vorberechnung ergab, in dem Erdgeschoß eine Tiefe von über 3,0 m erfordert. Daß solche Abmessungen für die Verkaufsräume eines Kaufhauses mit hoher Ausnutzung der Grundflächen nicht möglich sind, bedarf keiner Erläuterung. Die Gründe der Tragfähigkeit, der Wirtschaftlichkeit, und der Feuer-sicherheit, welche für die Verwendung von Eisenbeton in allen Decken und Stützen des Kaufhauses

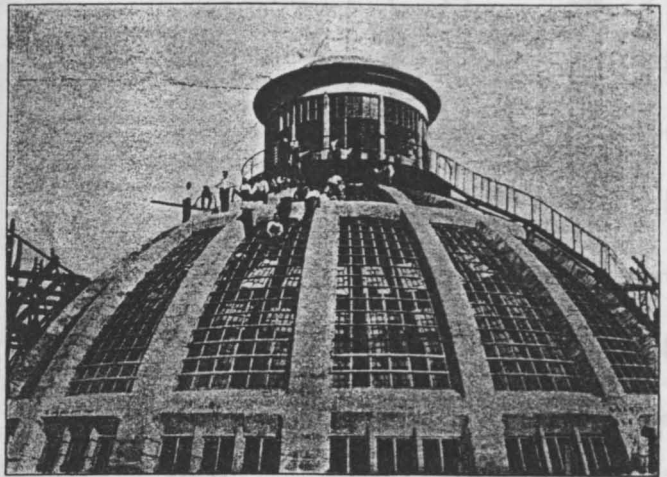


Fig. 6.

den Ausschlag gegeben hatten, führten ohne weiteres dazu, auch die Kuppelpfeiler in Eisenbeton auszuführen. Eine Gleichmäßigkeit im Baustoffe empfahl sich um so mehr, als dadurch Kuppelhalle und Anschlußbau als ein einheitliches, zusammenhängendes Bauwerk ausgebildet werden konnten.

Durch die Ausführung in Eisenbeton erhielten die Zwischenpfeiler, deren Konstruktionsflächen am meisten beschränkt waren, im Erdgeschoß eine Pfeilertiefe von etwa 1,30 m, also weniger als die Hälfte der für Mauerwerk errechneten Stärke. Nach den oberen Stockwerken nimmt die Pfeilertiefe bei gleicher Ansichtsbreite bis zu 70 cm im Dachgeschoße ab. (Fig. 7.)

Für den Kuppelüberbau konnte als Baustoff nur Eisen oder Eisenbeton in Frage kommen. Gewiß hätte bei Ausführung der Kuppel in freier, von unten sichtbarer Eisenschalungskonstruktion das Gesamtgewicht nicht unerheblich erniedrigt und dementsprechend eine geringere Bausumme

weiten Öffnungen der Passageeingänge werden durch gerade Eisenbetonbalken überspannt, welche die Drücke der auf die Lichtöffnung fallenden Kuppelrippen auf die Portalpfeiler übertragen. An diese Portalrippenträger sind auch die in die äußere Erscheinung tretenden unteren Drahtgeflechtgewölbe aufgehängt (Fig. 3). Aus konstruktiven Rücksichten konnten diese Portalgewölbe nicht als Massivbögen ausgeführt werden, da sonst die Gewölbeschübe unzulässig große Pfeilerquerschnitte erfordert hätten. Die Portalrippenträger gehören

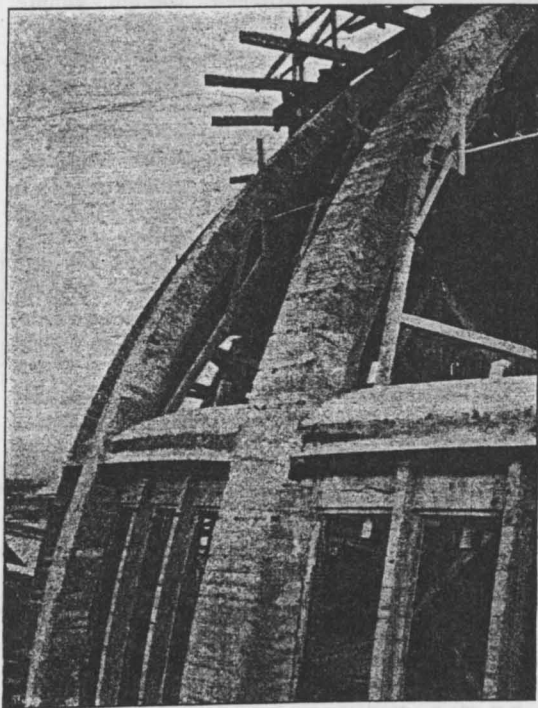


Fig. 8.

gleichzeitig zu dem ringförmig um die ganze Kuppel laufenden Kranzträger. Neben einer seitlichen Absteifung der einzelnen Kuppelpfeiler gegen einander hat der Kranzträger noch den Zweck, ungleichmäßiges Setzen der in ihren Fundamentflächen getrennten Zwischenpfeiler zu verhüten. Nach Abmessungen und Eisenarmierung ist er so kräftig gehalten, daß er mit Sicherheit den ganzen Druck eines Pfeilers auf die beiden nächstliegenden übertragen kann.

Der Überbau der Halle besteht aus dem Kuppelgewölbe und der Laterne.

Zum Tragwerk des Gewölbes gehören die 20 gleichen Rippen und vier Kuppelringe: Kopf-, oberer Zwischen-, unterer Zwischen- und Fußring.

Für die Abmessungen der Kuppelrippen standen

beim Entwurf geeignete Vergleichszahlen nicht zur Verfügung; zur endgültigen Festsetzung der Masse waren zwei Vorberechnungen erforderlich geworden.

Am Kuppelfuße haben die 20 m langen Rippen eine Breite von 100 cm und eine Stärke von 70 cm erhalten (Fig. 8). Beide Abmessungen nehmen nach dem Kuppelscheitel gleichmäßig ab; die Stärke beträgt dort 40 cm, die Breite 70 cm. Da die Rippenflächen weniger als ein Drittel des ganzen Gewölbes ausmachen, so entspricht ihre mittlere Stärke, im Verhältnis zu einer vollen Kuppel gerechnet, einer vollen Wandstärke von 17 cm; mit den Stärkenabmessungen voller Eisenbetonkuppeln ähnlicher Spannweite stimmt dieser Vergleichswert gut überein.

Das Gesamtgewicht des Kuppelüberbaues beträgt 850 t; hiervon entfallen auf

| | |
|-------------------------------------|-------|
| Laterne | 22 t |
| 20 Kuppelrippen | 525 t |
| 4 Kuppelrippen | 105 t |
| Ringe | 160 t |
| Eindeckung der Glasfläche | 38 t |

Das Eigengewicht der Kuppelpfeiler beläuft sich auf 4400 t; sie erhalten aus den Decken des Kuppelanschlußbaues eine Auflast von 3100 t. Überbau und Unterbau ergaben somit ein Gesamtgewicht von 8250 t. Die Fundamentfläche eines Zwischenpfeilers hat 16 qm, die eines Portalpfeilers 43 qm, sodaß die Gesamtfläche der Fundamente $12 \cdot 16 + 4 \cdot 43 = 364$ qm beträgt. Bei gleichmäßiger Verteilung würde sich ein Bodendruck von 2,27 kg/ccm berechnen.

In bezug auf die statische Wirkung stellen die Kuppelrippen biegungsfeste vollwandige Bögen dar; ihre Fußquerschnitte wirken infolge ihrer konstruktiven Durchbildung als Einspannungen. Der Kopfring und die beiden Zwischenringe sind in ihrer statischen Wirkung als gelenkige Stabzüge angesehen worden; zugunsten der Sicherheit ist ihre Biegungsfestigkeit nicht in Rechnung gezogen worden. Die Querschnitte der Bogenrippen haben nur in der äußeren und inneren Mantelfläche der Kuppel Eiseneinlagen erhalten; die Seitenflächen der Rippenquerschnitte sind fast garnicht armiert, so daß die Bogenrippen tangential zur Kuppelfläche nicht als biegungsfest anzusehen waren. Das Tragwerk der Kuppel ist vollständig symmetrisch angeordnet; ebenso sind sämtliche in Betracht zu ziehende Lastzustände, mindestens in bezug auf eine Ebene, symmetrisch. Aus diesen Vorbedingungen ergab sich für die Durchführung der statischen Berechnung aus jeder Ringkette eine unbekannte Größe. Das Tragwerk war somit für die zu behandelnden Lastzustände dreifach innerlich statisch unbestimmt.

Das statisch bestimmte Hauptsystem wurde durch Aufschneiden der drei oberen Gelenkringe

gebildet, so daß jede Rippe in der Radialebene als ein unten eingespannter Bogenfreitragwerk wirkt. Abgesehen von einem Lastzustand, dem infolge der Windkräfte aus der Laterne, wirken bei allen übrigen Belastungen die angreifenden Kräfte in den Radialebenen der Kuppel. Als dann sind sämtliche Stabkräfte eines Gelenkringes gleich groß. Die an einer Rippe anstoßenden Stäbe der drei Ringe geben daher in jeder Rippebene drei horizontale Ringmittelkräfte Y_I, Y_{II}, Y_{III} .

Die Berechnung des statisch unbestimmten Tragwerkes ist nach den Elastizitätsgesetzen auf Grund der Arbeitsgleichungen analytisch durchgeführt worden. Da alle Glieder des Tragwerkes gleichmäßig in Eisenbeton hergestellt sind, konnte mit einer konstanten Elastizitätsziffer gerechnet werden. In den drei Bogenstrecken zwischen den Ringen wurden die Trägheitsmomente konstant angenommen; entsprechend den anwachsenden Abmessungen ist $J_I : J_{II} : J_{III}$ im Verhältnis 1:3:5 eingeführt worden.

Wie die Vorberechnungen ergaben, sind die Einflüsse aus den Formänderungen infolge der Normalkräfte in den Bogenrippen und der achsialen Stabkräfte in den Gelenkringen gegenüber den Biegungen aus den Momenten so gering, daß in den Arbeitsgleichungen nur die Momentenintegrale berücksichtigt werden brauchten.

Da bei den verschiedenen Voruntersuchungen und der Hauptberechnung eine große Zahl verschiedener Lastzustände durchzurechnen war, mußte großer Wert auf eine möglichst einfache Form der Elastizitätsgleichungen und leichte Berechnung der statisch unbestimmten Größen gelegt werden. Nach dem vom Verfasser im Zentralbl. der Bauverw. 1907 veröffentlichten Verfahren wurden für die statisch unbestimmten Werte X_a, X_b, X_c Kraftgruppen solcher Form angenommen, daß jede Größe X sofort aus einer Elastizitätsgleichung erhalten werden konnte.

Werden die Momente aus den Zuständen $Y_I = -1, Y_{II} = -1, Y_{III} = -1$ mit M_I, M_{II}, M_{III} bezeichnet, so ergeben sich die Biegemomente der X -Zustände, deren Kraftgruppen die Fig. 9 zeigt, in der Form:

$$M_a = M_I$$

$$M_b = M_{II} + \mu_{ab} \cdot M_a$$

$$M_c = M_{III} + \mu_{bc} \cdot M_b + \mu_{ac} \cdot M_a$$

Die Faktoren der Gruppenzustände berechneten sich aus den Gleichungen:

$$\mu_{ab} = \frac{\sum M_a \cdot M_{II} \cdot \frac{1}{J}}{\sum M_a^2 \cdot \frac{1}{J}}$$

$$\mu_{ac} = \frac{\sum M_a \cdot M_{III} \cdot \frac{1}{J}}{\sum M_a^2 \cdot \frac{1}{J}}$$

und

$$\mu_{bc} = \frac{\sum M_b \cdot M_{III} \cdot \frac{1}{J}}{\sum M_b^2 \cdot \frac{1}{J}}$$

Für die Summenberechnungen der Momentenprodukte wurde der Stabbogen in 10 gleiche Teile zerlegt, so daß der Längenwert der Bogenstrecke aus den Summen gestrichen werden konnte. Gleichzeitig mit der Bestimmung der Gruppenfaktoren wurden die Biegemomente M_a, M_b und M_c für die angenommenen Knotenquerschnitte mit möglichster Genauigkeit berechnet.

Für die zu untersuchenden Lastzustände wurden nunmehr der Reihe nach die Biegemomente M_0 der eingespannten Freitragwerk rechnerisch ermittelt, so daß sich durch Summenbildung als statisch unbestimmte Größen ergaben:

$$X_a = \frac{\sum M_0 \cdot M_a \cdot \frac{1}{J}}{\sum M_a^2 \cdot \frac{1}{J}}$$

$$X_b = \frac{\sum M_0 \cdot M_b \cdot \frac{1}{J}}{\sum M_b^2 \cdot \frac{1}{J}}$$

$$X_c = \frac{\sum M_0 \cdot M_c \cdot \frac{1}{J}}{\sum M_c^2 \cdot \frac{1}{J}}$$

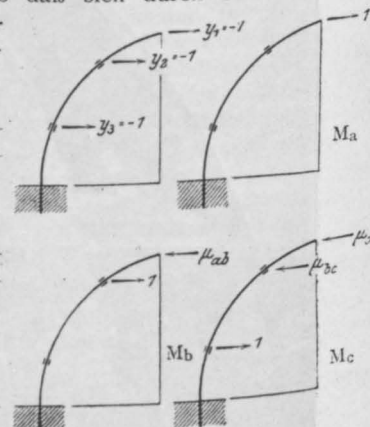


Fig. 9.

Mit Hilfe der X -Werte berechneten sich schließlich die wirklichen Momente in der Form:

$$M = M_0 - M_a \cdot X_a - M_b \cdot X_b - M_c \cdot X_c$$

In den Ringen wurden die Horizontalkomponenten zweier Stabkräfte

$$Y_I = X_a + \mu_{ab} \cdot X_b + \mu_{ac} \cdot X_c$$

$$Y_{II} = X_b + \mu_{bc} \cdot X_c$$

$$Y_{III} = X_c$$

Bei der Berechnung des Kuppelüberbaues waren die Wirkungen dreier Einflüsse zu verfolgen: des Eigengewichtes, des Winddruckes und der Temperaturänderungen. Schneebelastung kam mit Rücksicht auf die starke Neigung der Kuppelflächen und des hohen Eigengewichts nicht in Frage.

Eigengewicht. Die Gewichte der einzelnen Rippen-elemente wurden aus den genauen Werten der Inhalte mit einem Einheitsgewichte von 2400 kg/cbm ermittelt; hierzu kam für die Blei-

abdeckung von 0,6 mm Stärke ein Zusatzgewicht von 6 kg/qm Oberfläche. Für die Glaseindeckung wurde nach überschläglicher Gewichtsbestimmung der Einzelwerte ein Gewicht von 35 kg/qm eingeführt. Das gesamte Eigengewicht betrug für jede Rippe 36,8 t.

Nach den vorgenannten Elastizitätsgleichungen berechneten sich in dem Ringe folgende Kräfte:

| | |
|-------------------------|---------------|
| Kopfring | 33,00 t Druck |
| oberer Zwischenring . . | 2,44 t „ |
| unterer Zwischenring . | 15,71 t Zug |
| Fußring | 19,74 t „ |

Die wirklichen Biegemomente sind gering; sie schwanken zwischen $-2,08$ und $+1,8$ tm. Nur im Fußquerschnitt ergab sich ein größerer Wert von 5,86 tm; beim Freitrag — ohne Ringe — hätte sich das Fußmoment M_0 mit 123 tm ergeben. Die größte Normalkraft berechnete sich für den Fußquerschnitt auf 37 t.

Wind. Als Einheitswert des Winddruckes wurde für eine lotrechte, direkt getroffene Fläche 150 kg/qm eingeführt; für eine Fläche, welche um den Winkel α gegen die direkt getroffene Fläche abgedreht ist und im Winkel β gegen die Vertikale geneigt ist, wurde ein lotrechter Winddruck von

$$150 \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos^2 \beta$$

für einen Quadratmeter angenommen.

Bei der Untersuchung des Kuppelüberbaues für Winddruck wurde der Einfluß des Windes auf das Kuppelgewölbe und auf die Laterne getrennt untersucht. Infolge der großen Anzahl der Rippen genügt es, nur einen Windzustand zu untersuchen; und zwar wurde der Winddruck über Eck angenommen, so daß die Mittelkraft des Windes in die Verbindungslinie zweier Rippen fiel. Die Bestimmung der M_0 -Werte für das statisch bestimmte Hauptsystem gestaltete sich insofern sehr einfach, als nur für die vordere Hauptrippe in der Windrichtung diese Biegemomente ermittelt werden brauchten; für die übrigen Rippen auf der Windseite wurden die M_0 -Werte durch Multiplikation mit dem Kosinusquadrate des Drehwinkels aus den Momenten der Hauptrippe erhalten. Dieselbe Vereinfachung konnte bei der Ausrechnung der Momentenprodukte für die Berechnung der X-Werte zur Anwendung kommen. Aus dem Winddruck auf die Kuppel ohne Laterne ergeben sich folgende Ringdrücke:

| | |
|--------------------------|-------------|
| Kopfring | 0,05 t |
| oberer Zwischenring . . | 1,09 t |
| unterer Zwischenring . . | 1,83 t; |
| der Fußring erhält | 2,97 t Zug. |

Die Momente und Normalkräfte brauchten nur in der Hauptrippe auf der Windseite und in der Gegenrippe auf der windabgekehrten Seite untersucht werden.

In der Hauptrippe auf der Windseite wachsen die durchweg positiven Biegemomente vom Nullwert im Scheitel stetig bis auf 30 tm im Fußquerschnitt; auf der windabgekehrten Seite sind die Biegemomente negativ, sie wachsen bis zur Einspannung auf 7 tm. Die Normalkräfte aus Winddruck sind gering.

Der Winddruck auf die Laterne, welche aus einem Zylinder und einer Flachkuppel besteht, ergibt eine Horizontalkraft von 5,4 t in der Höhe von 3,35 m über dem Kuppelscheitel. Die Laterne ist durch eine ringförmige Wandvergitterung ausgesteift; die horizontale Windkraft konnte daher gleichmäßig auf die 20 Rippen verteilt werden. Außer diesen horizontalen Windkräften erhalten die Rippenscheitel infolge des Windmomentes lotrechte Kräfte, die mit dem Abstände von der neutralen Zone zunehmen. Die lotrechten Kräfte, welche auf der einen Seite Zug-, auf der anderen Seite Druckwerte sind, ergeben infolge ihrer umgekehrten Symmetrie keine statisch unbestimmten Ringkräfte.

Infolge der horizontalen Angriffskräfte entstehen nur im Kopfring Stabkräfte. Die Biegemomente aus dem Laternenwind sind in der Hauptrippe der Windseite in der oberen Hälfte negativ, in der unteren Hälfte positiv; im Fußquerschnitt ergibt sich als größter Wert $+2,14$ tm. Auf der Windgegensseite ist der Verlauf der Momente dem Vorzeichen nach umgekehrt, der Größe nach gleich.

Die resultierenden Biegemomente aus dem Winddruck der Kuppel und dem Laternenwind wachsen auf der Windseite stetig nach der Einspannung hin an; der Fußquerschnitt erhält 32 tm Biegemoment; auf der Gegenseite wird der negative Größtwert 9,2 tm. Auf der Windseite sind die Biegemomente aus Wind nahezu siebenmal so groß wie die Momente aus Eigengewicht.

Temperatur.

Die Einwirkung von Temperaturänderungen ist in der Form zweier Grenzfälle untersucht worden.

Der erste Zustand behandelt den Einfluß einseitiger Erwärmung der ganzen Kuppel durch Sonnenbestrahlung. Bei diesem Falle wurde angenommen, daß jede einzelne Rippe in allen Querschnitten eine gleichmäßige Temperaturerwärmung erhält; jedoch sollen die einzelnen Rippen nach ihrer Lage zur Sonnenseite verschieden erwärmt sein. Wie bei den Einflüssen des Windes wurde eine Sonnenseite und eine Schattenseite vorausgesetzt. Für den Übergang der verschiedenen Erwärmungen in den einzelnen Rippen wurde dasselbe Kosinusquadratgesetz angenommen, wie es bei der Verteilung der Windstärke eingeführt war. Bezeichnet man bei diesem Grenzzustand mit t_1 die Temperatur der Hauptrippe auf der Sonnenseite, mit t_0

die Temperatur in den Rippen der Schattenseite, so wurde $t_1 - t_0 = 15^\circ$ als größter Wert angenommen. In den Elastizitätsgleichungen wurden als Ausdehnungskoeffizient $\varepsilon = 0,000\,012$, und als Elastizitätsmaß $E = 1\,400\,000 \frac{t}{qm}$ eingeführt, so daß in Einheiten von t und m der Wert $\varepsilon \cdot E = 16,8$ wurde. Zur Bestimmung der statisch unbestimmten Größen dienten die Gleichungen:

$$X_a = \frac{\int N_a \cdot \varepsilon \cdot t \cdot ds}{\int M_a^2 \cdot \frac{ds}{E J_1}}$$

$$X_b = \frac{\int N_b \cdot \varepsilon \cdot t \cdot ds}{\int M_b^2 \cdot \frac{ds}{E J_1}}$$

$$X_c = \frac{\int N_c \cdot \varepsilon \cdot t \cdot ds}{\int M_c^2 \cdot \frac{ds}{E J_1}}$$

In diesen Gleichungen bedeuten N_a , N_b , N_c die Normalkräfte für die Zustände $X_a = -1$, $X_b = -1$, $X_c = -1$. Mit Rücksicht darauf, daß infolge der Exzentrizitäten nicht der ganze Querschnitt zur Wirkung kommt, wurde J_1 durchweg konstant angenommen und nur als Trägheitsmoment des obersten kleinsten Querschnittes ohne besondere Berücksichtigung der Eiseneinlage eingesetzt. J_1 wurde

$$\frac{1}{12} 0,403 \cdot 0,50 = 0,00267 \text{ m}^4.$$

Die Unbekannten ergaben sich als

$$X_a = \pm 0,0066 \text{ t}$$

$$X_b = \pm 0,04635 \text{ t}$$

$$X_c = \mp 0,1575 \text{ t}.$$

In einem zweiten Grenzzustande wurde der Fall untersucht, daß die Außen- und Innentemperatur erhebliche Unterschiede zeigen. Unter Annahme eines gleichmäßigen Überganges der Temperatur in jedem Querschnitt vom Außengurt zum Innengurt wird für die Differenz der beiden Gurttemperaturen $\Delta t = 15^\circ$ als Größtwert eingesetzt. Da die Trommel der Laterne zwischen den Stielen offen bleibt, wird auch der Temperaturunterschied in den Gurten nur bei einseitiger Abkühlung oder Erwärmung eintreten. Demnach wurde auch Δt von der Hauptrippe bis zur Gegenseite nach dem Kosinusquadratgesetz abgeändert. Die Gleichungen zur Berechnung der X -Werte erhielten folgende Form:

$$X_a = \frac{\int \varepsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} M_a \cdot ds}{\int M_a^2 \cdot \frac{ds}{E J_1}}$$

$$X_b = \frac{\int \varepsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} M_b \cdot ds}{\int M_b^2 \cdot \frac{ds}{E J_1}}$$

$$X_c = \frac{\int \varepsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} M_c \cdot ds}{\int M_c^2 \cdot \frac{ds}{E J_1}}$$

In den drei Bogenstrecken zwischen den Ringen wurden für die Höhen Mittelwerte eingeführt. Als Endwerte berechneten sich

$$X_a = \pm 0,15676 \text{ t}$$

$$X_b = \pm 0,415 \text{ t}$$

$$X_c = \mp 0,049 \text{ t}.$$

Als Gesamtwirkung der beiden Temperaturzustände wurden in den Ringen folgende Kräfte ermittelt:

$$\text{Kopfring} \dots \pm 2,19 \text{ t}$$

$$\text{oberer Zwischenring} \dots \pm 1,68 \text{ t}$$

$$\text{unterer Zwischenring} \dots \pm 1,985 \text{ t}.$$

Die ersten Vorzeichen geben die Kräfte für Temperaturerhöhungen.

Die Biegemomente infolge der Temperaturänderungen nehmen ihre Größtwerte in der Mitte der Kuppelrippen an; nach dem Scheitel und der Einspannung nehmen sie gleichmäßig ab.

Das größte Biegemoment in der Rippenmitte wird 2,5 tm.

Die Normalkräfte aus Temperaturänderungen sind so gering, daß sie nicht berücksichtigt zu werden brauchen.

Aus den drei untersuchten Einflüssen, des Eigengewichtes, der Windkräfte und der Temperaturänderungen wurden für sämtliche Querschnitte der Knotenpunkte, die in Abständen von rund 2,0 m angenommen waren, die größten positiven und negativen Biegemomente durch Addition der gefährlichsten Werte und die zugehörigen Normalkräfte ermittelt. Die resultierenden Biegemomente schwanken in den beiden oberen Dritteln der Kuppelrippen nur innerhalb geringer Grenzen und betragen etwa 3 bis 4 tm. Im unteren Drittel gehen die Momente schnell zu größeren Werten über. Der Größtwert der positiven Momente wird im Fußquerschnitt zu 27,0 tm, die negativen Momente erreichen den Grenzwert von 16 tm. Die Normalkräfte sind fast ausschließlich vom Eigengewicht abhängig, sie nehmen gleichmäßig von 10,6 t im Scheitel bis auf 39,6 t in der Einspannung zu. In den Gelenkringen ergaben sich folgende Größtwerte:

$$\text{Kopfring} \dots 37,5 \text{ t Druck}$$

$$\text{oberer Zwischenring} \dots 4,5 \text{ t } "$$

$$\text{unterer Zwischenring} \dots 15,9 \text{ t Zug}$$

$$\text{Fußring} \dots 26,4 \text{ t } "$$

Wie aus den berechneten Einzelwerten ersichtlich, haben die Windkräfte auf die maßgebenden Biegemomente den weitaus größten Einfluß. Bei den Vorberechnungen hatte sich gezeigt, daß die Einflüsse des Eigengewichts wesentlich ungünstigere Zahlen ergeben, wenn die Scheitelgewichte anwachsen; und zwar kann schon ein geringer Zuwachs die Momente in erheblichem Maße steigern. Aus diesem Grunde mußte großer Wert darauf gelegt werden, die Gewichte der Laterne so gering wie möglich zu erhalten. Das ganze Tragwerk der Laternentrommel und der Flachkuppel besteht lediglich aus 10 vom Fuße bis zum Scheitel durchlaufenden L-Eisenstielen N. P. 18. Wie die Konstruktion zeigt, sind Wandverkleidung und Dachhaut der Flachkuppel in den Gewichten so leicht wie möglich gehalten. Für die Ermittlung der Spannungen in den Knotenquerschnitten der Kuppel wurden zunächst

aus den größten Biegemomenten und den zugehörigen Normalkräften die Exzentrizitäten der Angriffspunkte berechnet. Die beiderseitig armierten Rippenquerschnitte konnten alsdann gemäß den ministeriellen Bestimmungen für die Eisenbetonkonstruktionen von Hochbauten nach den dort angegebenen Formeln für exzentrisch belastete Stützen untersucht werden. Die größten Betondruckspannungen wuchsen von 5 kg/qcm im Scheitel bis auf 35 kg/qcm in den Fußquerschnitten. Entsprechend wuchsen die Zugspannungen der Eiseneinlagen bis auf 650 kg/qcm; die Druckspannungen der Eiseneinlagen erreichen 435 kg/qcm. Sämtliche Größtwerte treten in den Fußquerschnitten der Rippen auf.

Faßt man die Bogenstrecken zwischen den Ringen als Druckstiele auf, so berechnet sich, selbst unter den ungünstigsten Annahmen, eine 40fache Sicherheit gegen Ausknicken.

(Fortsetzung folgt.)

ÜBER DEN EINGESPANNTEN BALKEN MIT VERÄNDERLICHEM TRÄGHEITSMOMENT.

Von Dipl.-Ing. Max Ritter (Charlottenburg).

Der an den beiden Enden eingespannte Balken ist zweifach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Größen wählt man zweckmäßig die beiden Stützenmomente M_1 und M_2 , als statisch bestimmtes Hauptsystem somit den beidseitig frei aufliegenden Balken, an dessen Endquerschnitten M_1 und M_2 als äußere Kräfte wirken (Fig. 1).

Die beiden Elastizitätsgleichungen, die zur Berechnung der Stützenmomente nötig sind, ergeben sich sehr einfach aus der Bedingung beidseitiger Einspannung. Bezeichnen am frei aufliegenden Balken (Fig. 1)

α_0, β_0 die Winkeldrehungen der elastischen Linie infolge der Belastung,

α_1, β_1 diejenigen infolge $M_1 = 1$,

α_2, β_2 diejenigen infolge $M_2 = 1$,

dann folgt nach dem Gesetze der Superposition

$$\alpha_0 + M_1 \alpha_1 + M_2 \alpha_2 = 0,$$

$$\beta_0 + M_1 \beta_1 + M_2 \beta_2 = 0,$$

und hieraus

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -\frac{\alpha_0 \beta_2 - \beta_0 \alpha_2}{\alpha_1 \beta_2 - \alpha_2 \beta_1} \\ M_2 &= -\frac{\beta_0 \alpha_1 - \alpha_0 \beta_1}{\alpha_1 \beta_2 - \alpha_2 \beta_1} \end{aligned} \right\} \dots \dots (1)$$

Wie leicht gezeigt werden kann, ist stets $\alpha_2 = \beta_1$; bei symmetrischer Bauweise und Belastung ist überdies $\alpha_1 = \beta_2, \alpha_0 = \beta_0$, daher

$$M_1 = M_2 = -\frac{\alpha_0}{\alpha_1 + \alpha_2} \dots \dots (2)$$

Die Benützung der Gleichungen (1) und (2) erfordert lediglich die Bestimmung elastischer Winkeldrehungen, die nach bekannten Regeln der

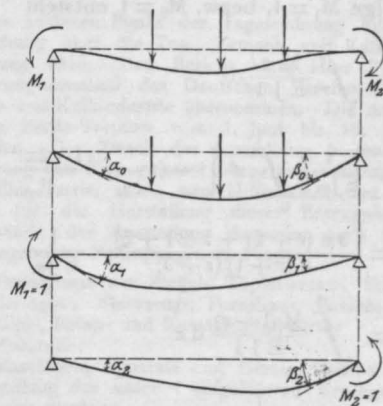


Fig. 1.

Festigkeitslehre zu erfolgen hat. Allgemein ergibt sich für den Balken auf zwei Stützen

$$\alpha = \int_0^l \frac{M z}{E J I} dz,$$

$$\beta = \int_0^l \frac{M (l-z)}{E J I} dz,$$

worin J das — im allgemeinen veränderliche — Trägheitsmoment an der Stelle z vom rechten Auflager bedeutet.

Im Eisenbetonbau hat man es sehr oft mit eingespannten Balken zu tun, deren Trägheitsmoment von der Balkenmitte gegen die Auflager stark zunimmt (Balken mit Vouten, Balken mit

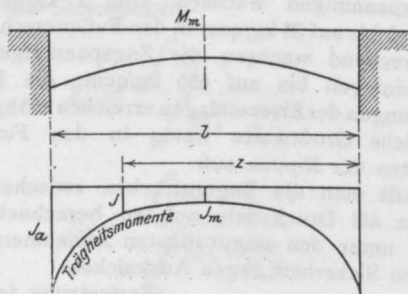


Fig. 2.

gewölbter Untersicht). Bezeichnet J_m das Trägheitsmoment in Balkenmitte, J_a dasjenige am Auflager (Fig. 2), so läßt sich diese Zunahme durch das allgemeine Gesetz

$$\frac{J_m}{J} = 1 - (1-n) \frac{|1-2z|^r}{l^r}, \quad n = \frac{J_m}{J_a} \quad (3)$$

ausdrücken, worin r einen ganz beliebigen Koeffizienten darstellt. Es ergeben sich dann für die Winkeldrehungen die folgenden einfachen Formeln.

Infolge $M_1 = 1$, bzw. $M_2 = 1$ entsteht

$$\begin{aligned} \alpha_1 = \beta_2 &= \int_0^1 \frac{M z}{E J l} dz \\ &= \frac{1}{E J_m l^2} \int_0^1 z^2 \left[1 - (1-n) \frac{|1-2z|^r}{l^r} \right] dz \\ &= \frac{3n(r+2) + r(2r+5)}{6(r+1)(r+3)} \cdot \frac{1}{E J_m} \quad (4a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_2 = \beta_1 &= \int_0^1 \frac{M(1-z)}{E J l} dz \\ &= \frac{1}{E J_m l^2} \int_0^1 z(1-z) \left[1 - (1-n) \frac{|1-2z|^r}{l^r} \right] dz \\ &= \frac{3n+r(r+4)}{6(r+1)(r+3)} \cdot \frac{1}{E J_m} \quad (4b) \end{aligned}$$

Analog findet man die irgend einem gesetzmäßigen Belastungszustand entsprechenden Winkel α_0 und β_0 . Wir begnügen uns hier mit dem häufigen Fall der gleichmäßig verteilten Last p pro Längeneinheit. Im Schnitte z vom rechten Auflager entsteht das Moment

$$M = p \frac{z(1-z)}{2}$$

und daher

$$\begin{aligned} \alpha_0 = \beta_0 &= \int_0^1 \frac{M z}{E J l} dz \\ &= \frac{p}{2 E J_m l} \int_0^1 z^2(1-z) \left[1 - (1-n) \frac{|1-2z|^r}{l^r} \right] dz \\ &= \frac{3n+r(r+4)}{24(r+1)(r+3)} \cdot \frac{p l^3}{E J_m} \quad (5) \end{aligned}$$

Setzen wir die Formeln (4) und (5) in Gleichung (2) ein, so erhalten wir für das Stützenmoment

$$M_a = M_1 = M_2 = - \frac{3n+r(r+4)}{(n+r)(r+3)} \cdot \frac{p l^2}{12} \quad (6a)$$

das Moment in Balkenmitte lautet:

$$\begin{aligned} M_m &= \frac{p l^2}{8} + M_a \\ &= \frac{(3n+r)(r+1)}{(n+r)(r+3)} \cdot \frac{p l^2}{24} \quad (6b) \end{aligned}$$

Mit Hilfe dieser Gleichungen läßt sich der Einfluß des veränderlichen Querschnitts auf die Biegemomente leicht verfolgen. Man erkennt ihn aus folgender Tabelle, in der das Moment in Balkenmitte für verschiedene Werte von n und r zusammengestellt ist.

| $n =$ | 1 | $1/2$ | $1/5$ | $1/8$ | $1/12$ |
|---|--|--|--|--|--|
| $M_m = \left\{ \begin{array}{l} r=1 \\ r=2 \\ r=3 \end{array} \right\}$ | $\left\{ \begin{array}{l} 0,0417 \\ 0,0417 \\ 0,0417 \end{array} \right\}$ | $\left\{ \begin{array}{l} 0,0347 \\ 0,0350 \\ 0,0357 \end{array} \right\}$ | $\left\{ \begin{array}{l} 0,0278 \\ 0,0295 \\ 0,0312 \end{array} \right\}$ | $\left\{ \begin{array}{l} 0,0255 \\ 0,0279 \\ 0,0300 \end{array} \right\}$ | $\left\{ \begin{array}{l} 0,0240 \\ 0,0270 \\ 0,0293 \end{array} \right\}$ |

Die Tabelle lehrt, daß bei eingespannten Balken mit gegen die Auflager zunehmendem Trägheitsmoment die Momente in Balkenmitte stets kleiner ausfallen, als im Falle konstanten Querschnittes, was sich übrigens von vornherein erwarten ließ. Der Unterschied kann ziemlich beträchtlich werden. Beispielsweise ergibt sich für $n = 1/8$ und $r = 2$

$$M_m = 0,0279 p l^2 = \frac{p l^2}{35,8},$$

also ein um volle 33% kleineres Moment, als man unter Annahme eines konstanten Querschnittes gefunden hätte. Dafür wächst allerdings das Stützenmoment, und zwar von $M_a = - \frac{p l^2}{12}$ auf

$$M_a = - \frac{p l^2}{10,3}, \quad \text{d. h. um } 16,6\%$$

Als weitere interessante Eigentümlichkeit geht aus der Tabelle hervor, daß die Abhängigkeit der

Biegemomente von dem Koeffizienten n nur noch ganz gering ist, sobald $n < 1/3$ wird, während die Größe r stets eine nebensächliche Rolle spielt. Es genügt deshalb für die Zwecke der Praxis, diese Werte approximativ zu bestimmen, eventuell auch einfach abzuschätzen. Bei Balken mit gewölbter Untersicht, etwa nach Art der Kanalbrücke bei Moulin-Metz (vergl. Prof. Foerster, Balkenbrücken in Eisenbeton) rechnet der Verfasser stets mit

$$n = \frac{1}{5} \text{ und } r = 2; \text{ der entstehende Fehler gegenüber}$$

der genauen graphischen Methode nach Prof. W. Ritter ist verschwindend klein und wird reichlich durch die Willkürlichkeit aufgewogen, der man bei der Ermittlung der Trägheitsmomente von Eisenbetonquerschnitten ausgesetzt ist.

Die vorstehende, vergleichende Untersuchung gilt im Prinzip auch für elastisch eingespannte und kontinuierliche Balken mit Vouten oder gewölbter Untersicht. Die statische Berechnung dieser Träger kann ebenfalls bedeutend vereinfacht werden, indem man der Querschnittänderung — genau oder näherungsweise — das allgemeine Gesetz (3) zugrunde legt; sie unterscheidet sich dann von dem altbekannten graphischen Verfahren unter Annahme eines konstanten Querschnittes nur in der Bestimmung der „Fixpunkte“, die am besten analytisch erfolgt. Der Beweis für diese Behauptung kann hier freilich nicht geführt werden; eine eingehende Arbeit über die Berechnung elastisch eingespannter und kontinuierlicher Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment wird in nächster Zeit erscheinen.

BERICHT ÜBER DIE 12. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN BETONVEREINES.

Von Dipl.-Ing. R. Preuss.

Vom 10. bis 12. März d. J. fand im Architektenhause zu Berlin die diesjährige Hauptversammlung des Deutschen Betonvereines statt. Wir veröffentlichten bereits in unserer letzten Nummer die Tagesordnung für die Verhandlungen. Im Einklang mit ihr war der erste Tag inneren Angelegenheiten des Vereines vorbehalten, während an den beiden folgenden Tagen eine Fülle interessanter Vorträge aus Theorie und Praxis des Betonbaues dem Hörer dargeboten wurde. Die Leitung der Versammlung lag in der Hand des Vorsitzenden des Deutschen Betonvereines, Herrn Kommerzienrates Eugen Dyckerhoff.

Der erste Punkt der Tagesordnung galt dem Jahresberichte des Vorstandes. Er bot eine gedrängte Übersicht über die Entwicklung des Vereines im letzten Jahre. Die Mitgliederzahl belief sich am Schlusse des Geschäftsjahres auf 127 ordentliche Mitglieder, 45 außerordentliche und 12 beratende. Gegenüber dem Vorjahre ist eine Abnahme der Mitgliederzahl zu verzeichnen; doch dieser Abnahme an Mitgliedern steht eine bedeutende Erstarkung der Mittel des Vereines gegenüber. Beide Tatsachen haben ihren Grund in der vorgenommenen Erhöhung der Beiträge. Diese betrugen im Vorjahre 29 835 M., im Berichtsjahre aber trotz der geringeren Mitgliederzahl 57 740 M. Heute gehören auch eine Reihe Behörden dem Verein als außerordentliche Mitglieder an, so die Magistrate von Breslau und München und die Räte von Dresden und Leipzig, sowie der Provinzialverband der Provinz Posen. Die Rechnungslegung zeigte, daß das Vermögen des Vereines am Schlusse des Berichtsjahres rund 22 000 M. betrug.

Nach § 6 der Satzung des Vereines hatte die Neuwahl von vier Vorstandsmitgliedern zu erfolgen. Sämtliche ausscheidenden Herren wurden wiedergewählt. Der bisherige erste Stellvertreter, Herr Kommerzienrat A. E. Toepffer hatte den Wunsch geäußert, wegen der weiten Entfernung seines Wohnsitzes vom Sitz des Vereines und der hierdurch bedingten Unzuträglichkeiten von seinem Amt zurückzutreten. Um seine wertvolle Mitwirkung auch weiterhin dem Verein zu erhalten, wurde die Stelle eines zweiten Stellvertreters geschaffen und von Herrn Toepffer angenommen. Als erster Stellvertreter wurde Herr

A. Hüser gewählt. Die Vorlage des Voranschlages für 1909/10 zeigte das Eintreten des Vereines für die Förderung der Erkenntnis im Eisenbetonbau. Von den im nächsten Jahr geplanten Versuchen seien an dieser Stelle nur die Studien über das Verhalten von Beton in Moor und Moorwasser und gegenüber elektrischen Strömen erwähnt.

Den nächsten Punkt der Tagesordnung bildete eine Besprechung über die Ton-, Zement- und Kalkindustrieausstellung 1910. Den Bericht hatte Herr Pohl vom Ausstellungsausschuß des Deutschen Vereines für Ton-, Zement- und Kalkindustrie übernommen. Die Ausstellung wird in Berlin-Treptow vom 1. Juni bis 18. Juli 1910 stattfinden. Der Zweck der Ausstellung besteht in der Vorführung von Erzeugnissen der gesamten Ton-, Zement- und Kalkindustrie, sowie von Hilfsmitteln und Bedarfsartikeln für die Herstellung dieser Erzeugnisse. Als Gegenstände der Ausstellung kommen nach § 7 der herausgegebenen Bedingungen in Frage:

1. Erzeugnisse der Ziegel-, Töpferwaren-, Schamotte-, Steingut-, Steinzeug-, Porzellan-, Zement-, Kalk-, Gips-, Beton- und Kunststeinindustrie;
2. Rohstoffe;
3. Maschinen, Apparate und Geräte, welche zur Herstellung der unter 1 aufgeführten Erzeugnisse benutzt werden;
4. Entwürfe und Zeichnungen, sowie Öfen und Ofenteile;
5. Bedarfsgegenstände, welche bei der Herstellung und Weiterverarbeitung der unter 1 aufgeführten Erzeugnisse benutzt werden und in engem Zusammenhang mit diesen stehen.
6. Einrichtungen für Unfallverhütung, Gewerbehygiene und Arbeiterwohlfahrt;
7. Zeitschriften, Bücher, Unterrichts- und Bureaugegenstände.

Von allgemeinem Interesse werden die bildliche Darstellung des Trierer Kaiserpalastes, der Aufbau einer römischen Villa sowie eine historische Porzellanausstellung sein, letztere in Erinnerung an die im Jahre 1709 erfolgte Er-

findung des weißen, glasierten Porzellans. Die Größe des Ausstellungsgeländes beträgt über 100 000 qm. Drei Ausstellungshallen werden einen Flächenraum von 8000 bis 9000 qm haben. Ferner wird ein Fest- und Versammlungsraum von 1500 qm Größe erbaut werden. Für die Fassaden dieser Hallen war ein Preisausschreiben erlassen, dessen Ergebnisse während der Tagung des Betonvereines im Architektenhause ausgestellt waren. Es ist zu hoffen, daß auch der Beton bei dieser Ausstellung den ihm gebührenden Platz einnehmen wird. Der letzte Zeitpunkt der Anmeldung ist der 1. Oktober 1909.

Von den bisher gemeldeten allgemeinen Beteiligungen seien besonders das Kgl. Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde, der deutsche Verein für Ton-, Zement- und Kalkindustrie, der Verein deutscher Tonindustrieller, die Werkstätten Sr. M. des Kaisers in Kadinen und die Firma Krupp genannt.

Einen sehr interessanten Vortrag brachte der nächste Punkt der Tagesordnung. Herr Dr. Kubatz referierte über den Plan einer Versicherung gegen die Gefahr des Einsturzes von im Bau begriffenen Bauten. Die Arbeiten auf diesem Gebiete gehen schon eine ziemlich lange Zeit, ohne bis jetzt zu einem befriedigenden Resultat zu kommen. Es läßt sich das bei der Sprödigkeit der Materie, vor allem beim Fehlen jeglicher statistischer Unterlagen auch kaum anders erwarten. Besonders schwierig gestaltet sich die Festsetzung der Prämien. Der Referent macht eingehende Mitteilung über die Vorschläge einer Stuttgarter Versicherungsgesellschaft und erörtert schließlich die Frage, ob es nicht zu empfehlen wäre, eine eigene Versicherungsgesellschaft zu gründen. In juristischer Beziehung kämen drei Gründungsmöglichkeiten dieser Gesellschaft in Frage, nämlich

1. als Aktiengesellschaft,
2. als Versicherungsverein auf Gegenseitigkeit und
3. als Einsturzsachschädigungsgesellschaft.

Der Redner kommt zu dem Schluß, daß die Gründung als Versicherungsverein auf Gegenseitigkeit vor den beiden anderen Formen vorzuziehen sei. Der erforderliche Fonds würde 1 000 000 M betragen, die Prämien 2/00. Falls diese Prämien nicht ausreichen, dann müßten Nachschüsse von nochmals 2/00 gezahlt werden. Reichen auch diese Summen nicht aus, dann dürfe der Garantiefonds bis auf ein Drittel angegriffen werden. Als vorteilhaft wird empfohlen, daß diese Versicherung auch die Haftpflicht aufnehmen solle, die jetzt bei anderen Versicherungen gesucht wird. Es könnten hierdurch große Ersparnisse herbeigeführt werden, sowohl durch den gemeinsamen Betrieb, als auch durch Wegfall der hohen Provisionen usw. Wie z. B. in der anschließenden Diskussion erwähnt wird, erhalten die Versicherungsagenten 20—25 % Abschlußprovision und bis 8 % Inkassoprovision. Zur weiteren Klärung der ganzen ungemein wichtigen Angelegenheit soll der Vorstand auf Beschluß der Versammlung an die einzelnen Mitglieder eine Rundfrage richten mit ungefähr folgendem Inhalt:

Welche Lohnsumme haben Sie in die Berufsgenossenschaft bezahlt? Haben Bauunfälle stattgefunden? In welchem Umfange? Mit welchem Verluste?

Ein Mitglied schlägt noch die weitere Frage vor: Würden Sie einer eventuellen Unfallversicherung beitreten? Weiter will sich der Vorstand mit dem Präsidenten des Reichsversicherungsamtes ins Einvernehmen setzen und sichert ausdrücklich eine vollkommen vertrauliche Behandlung des von den Mitgliedern zu erhaltenden Materiales zu.

Dann referiert Herr W. Langelott über den Zusammenschluß der Arbeitgeber. Es wird Anschluß an örtliche Vereinigungen empfohlen und besonders auf den Verband sächsischer Industrieller aufmerksam gemacht.

Aus dem Kreise der Mitglieder wird die Ausbildung der im Betonfach tätigen Lehrlinge zur Sprache gebracht. Es ist mehrfach passiert, daß diese jungen Leute auf staatlichen Baugewerkschulen, wohin sie sich zwecks wei-

terer Ausbildung begeben wollten, gar nicht oder nur mit großer Mühe angenommen wurden. Die Begründung der betr. Anstalten lautete u. a., daß sie nur Lehrlinge aus dem Maurer-, Zimmerer- und Dachdeckergerwerbe aufnehmen könnten. Bei der Wichtigkeit dieser Materie für den Betonbau wird vorgeschlagen, bei den betr. Behörden vorstellig zu werden.

Der zweite Tag der Versammlung begann mit Punkt 8 der Tagesordnung: Jahresbericht des Vorstandes (allgemeiner Teil). Von einer Verlesung des gedruckten Berichtes wurde Abstand genommen.

Es folgte der Bericht über die Wanderversammlung in München 1908. Das Referat hatte Herr Architekt Jos. Rank übernommen. Die Versammlung fand vom 21. bis 24. September 1908 statt. Es wurde eine Reihe von interessanten Beton- und Eisenbetonbauten besichtigt, so die Kgl. Universität, die Isarbrücken, die Turnhalle des Männerturnvereins München, das Verkehrsministerium und die neuen Isar-Kraftanlagen. Außerdem wurde das Deutsche Museum besucht und ein Ausflug nach dem Walchen- und Kochelsee veranstaltet, welcher mit Rücksicht auf den von der bayerischen Regierung ausgeschriebenen Wettbewerb für die Ausnützung der Wasserkräfte besonderes Interesse bot.

Als weiterer Punkt der Tagesordnung schloß sich der Bericht des Beton- und Eisenbetonausschusses an.

Die begonnenen Arbeiten des Betonausschusses sind im abgelaufenen Jahre zu Ende geführt worden, indem die Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton und die vorläufigen Bestimmungen für Probekörper aus Stampfbeton endgültig durchberaten dem Deutschen Ausschuß für Eisenbeton vorgelegt werden konnten. Dieser hat die Leitsätze nach nochmaliger Beratung als „Allgemeine Bestimmungen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton“ sowie „A. Normen für vergleichende Druckversuche mit Stampfbeton (Laboratoriumsversuche)“ und „B. Bestimmungen für Druckversuche bei der Ausführung von Bauten aus Stampfbeton“ angenommen und herausgegeben.

Eine Diskussion entspinnt sich über § 7 der Bestimmungen B, worin es heißt, daß die Prüfungen in der Regel 28 Tage nach Herstellung der Probekörper auszuführen sind. Es wird gesagt, daß viele Baubeamte, namentlich in kleineren Orten, sich fest an diese Bestimmung halten, ohne z. B. auf inzwischen eingetretenes Frostwetter oder überhaupt kühle Temperatur Rücksicht zu nehmen. Schlecht ausfallende Resultate dieser Proben werden dann auf das ganze Bauwerk übertragen. Es wird deshalb Verlängerung der Wartezeit für solche Fälle vorgeschlagen, vom Vorstand aber zurückgewiesen.

Geheimrat Martens vom Kgl. Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde spricht sich gegen die Zweiteilung der Normen in A und B aus. Die Prüfung nach B lasse keinen Schluß auf das Bauwerk zu. Denn die Würfelhaftigkeit stimme nicht überein mit der Festigkeit des Bauwerkes und die Einstampfung des Würfels finde anders statt als die des Bauwerkes. Das Amt schlage deshalb vor, beide Vorschriften zu vereinigen.

Es erhebt sich hierüber eine heftige Diskussion. Vertreter der Baubehörden wie Unternehmer erklären, ohne die Bestimmungen B nicht mehr arbeiten zu können. Außerdem sei die Festigkeit des Bauwerkes meistens erheblich größer (bis 45 %) als die Würfelhaftigkeit. Wenn also die Proben ein gutes Ergebnis gehabt hätten, sei zu Beanstandungen überhaupt kein Anlaß. Und wenn einige Probekörper ein schlechtes Resultat haben sollten, kann man ja andere etwas älter werden lassen usw. Herr Langelott begründet eingehend die Zweiteilung in den Vorschriften.

Sind somit die Aufgaben des Betonausschusses im wesentlichen gelöst, so hat der Arbeitsausschuß noch eine rege Tätigkeit vor sich. Seine Versuche zerfallen in

1. Proben mit Stampfbeton,
2. Studien über das Verhalten des Eisens im Mörtel und
3. Versuche mit Eisenbeton.

In die Versuchsarbeiten teilen sich die Materialprüfungsämter zu Groß-Lichterfelde, Stuttgart, Dresden und Darmstadt.

In Groß-Lichterfelde sollen die Säulenversuche durchgeführt werden. Vorversuche, welche sich mit dem Einflusse der Bügel befassen, sind bereits vorgenommen. Das Amt hat einen Bericht hierüber ausgearbeitet und dem Arbeitsausschuß vorgelegt. Nach diesem Berichte ist die Zahl der Versuche zu gering, um ein endgültiges Urteil abgeben zu können. Von großem Einfluß ist die bei der Arbeitsausführung angewandte Sorgfalt sowie der Feuchtigkeitsgehalt der Luft. Trockene Witterung gibt bessere Resultate als feuchte. Die weiteren Versuche sollen deshalb in geschlossenen Räumen vorgenommen werden. Nur lose eingelegte Bügel haben sich bei der Ausführung oft verschoben. Die Bruchlast aber wurde hierdurch nicht beeinflusst. Der Bruch selbst fand stets an dem oberen Ende statt. Der untere Teil ist widerstandsfähiger, da er mehr Stampfschläge erhalten hat und der Beton infolgedessen dichter gelagert war. Weiter zeigten die Versuche, daß der auf das Eisen entfallende Teil der Belastung prozentual mit der Last zunimmt. Einfache Rundeseisenbügel gaben den Säulen höhere Festigkeit als Schleifenbügel.

Wie der Jahresbericht erwähnt, haben sich im Laufe der Arbeit eine Reihe von Ergänzungsversuchen erforderlich gezeigt, teils um das an den wenigen Körpern nicht einwandfrei festgestellte Ergebnis nachzuprüfen, teils um weitere Ermittlungen anzustellen, deren Zweckmäßigkeit sich erst bei der Durchführung der Versuche ergab. So sollen z. B. Probekörper unter Wasser gelagert werden, um ein Zusammenziehen des Betons zu verhindern. Ferner wurde die anfänglich zurückgestellte Spiralbewehrung in den Arbeitsplan mit aufgenommen, um einen Vergleich mit den bekannten Bügelbewehrungen zu haben.

Die Stuttgarter Versuche erstrecken sich auf die Ermittlung des Gleitwiderstandes, verschiedenartige Lagerung der Probekörper und auf den Einfluß der Entfernung der Eisen vom Rande. Die Gleitversuche haben, wie der Jahresbericht sagt, ein befriedigendes Ergebnis gehabt und sind in einem bereits im Druck befindlichen Berichte zusammengefaßt.

In Dresden handelt es sich ebenfalls um Ermittlungen des Gleitwiderstandes. Die Vorversuche sind bereits abgeschlossen, ein Bericht wird dem Arbeitsausschuß zugehen. Außerdem werden Dauerversuche zur Ermittlung des Rostschutzes angestellt. Ergebnisse dürften nicht vor zwei Jahren zu erwarten sein.

Die Versuche der Technischen Hochschule zu Darmstadt erstrecken sich nach dem Jahresbericht auf elektrische Versuche, elektrolytische Zersetzungen des Eisenbetons, auf die Wirkung blitzähnlicher Entladungen, auf den Einfluß des elektrischen Stromes auf das Haftvermögen des Eisenbetons und die Messung des elektrischen Widerstandes von Beton. Diese Versuche sind bereits in Angriff genommen, Erfahrungen liegen auf diesem Gebiet fast noch gar nicht vor.

Zurückgestellt wurden vorläufig Brandversuche und Studien zwecks Vergleich der Festigkeit im Probekörper mit der Festigkeit in Bauteilen.

Ein besonderer Ausschuß wurde für das Studium über das Verhalten von Beton in Moor und Moorwasser eingesetzt. Der Ausschuß soll über diese wichtige Materie die nötigen Erhebungen anstellen und Aufklärung schaffen. Ein Unterausschuß für Moorversuche stellt zurzeit einen Arbeitsplan auf, der in Groß-Lichterfelde durchgeführt werden wird. Die Versuche erstrecken sich laut Jahresbericht auf den Einfluß stehender und fließender Moorwasser auf frischen und abgeordneten Beton und auf den Einfluß des Moorbodens selbst. Es ist klar, daß die

Zersetzungsprodukte des Moores unter Umständen großen Schaden herbeiführen können.

In der bereits oben erwähnten Debatte zum Bericht des Beton- und Eisenbetonausschusses kamen auch mehrere Baubeamte großer Gemeinden zum Wort. Angeregt durch diese Aussprache wurde nachher der Vorschlag gemacht, die Baupolizeibeamten der verschiedenen Gemeinden möchten unter sich zusammenkommen, um sich über die verschiedenen strittigen Fragen miteinander ins Einvernehmen zu setzen. Die Einladungen zu einer Konferenz werden an diejenigen Herren, welche mit diesem Vorschlage einverstanden sind, vom Vorstände des Betonvereines aus ergehen. Es steht zu hoffen, daß dieser Schritt für die Betonindustrie unseres Vaterlandes von segensreichem Einfluß sein wird.

Es folgte ein Vortrag des Herrn Stadtbaurat Kölle in Frankfurt a. M. über die Verbreiterung der Frankfurter Wilhelmsbrücke.

Die Brücke war in den Jahren 1844—48 als gewölbte Steinbrücke aus Mainsandstein erbaut worden und diente zur Überführung der Main-Neckar-Bahn. Durch den Neubau des Bahnhofes in Frankfurt wurde sie für den Eisenbahnbetrieb entbehrlich und diente fortan als Straßenbrücke. Sie war gebaut für 2 Gleise und hatte eine Breite von $9\frac{1}{2}$ m. Die gesamte Länge ist mehr als 300 m; sie wird gebildet aus 20 Öffnungen von je ungefähr 17 m Spannweite. Für die in entwicklungsreicher Gegend gelegene Brücke genügte die Breite bald nicht mehr, und man sah sich vor die Aufgabe gestellt, hier Abhilfe zu schaffen. Man verbreiterte die Brücke dadurch, daß man für das Trottoir besondere Gewölbe baute, welche in den Köpfen der Pfeiler ihre Stützpunkte fanden. Doch auch die hierdurch gewonnene Breite genügte den Anforderungen des Verkehrs nicht mehr und gab außerdem in konstruktiver Hinsicht zu Bedenken Anlaß. Es mußte also von neuem an eine Erbreiterung des Bauwerkes gedacht werden. Mehrere Projekte wurden aufgestellt. Sie wurden in der konstruktiven Durchbildung hauptsächlich durch die Anordnung der Straßenbahngleise bestimmt. Man entschied sich schließlich für eine Auskragung von Eisenbetonkonsolen; der Gewinn an Breite betrug 7 m, die neue Breite also 16,5 m. Die freie Auskragung beträgt 3,60 m. Die Konstruktion wurde im einzelnen an Lichtbildern gezeigt. In jeder Öffnung wurden zwei Dilatationsfugen mit Blechüberdeckung angeordnet. Die statische Berechnung geschah für 500 kg/m² Nutzlast. Für die Konsole wurde eine doppelte Kippsicherheit verlangt. Die zulässigen Beanspruchungen waren 1000 kg/qcm für das Eisen und 40 kg/qcm für den Beton. Die Mischung des letzteren war 1:2:2, bei den vorderen Teilen 1:2:1 (zerstoßener Muschelkalk). Die Untersuchung des alten Gewölbes ergab eine Druckbeanspruchung von 25 kg/qcm im Scheitel und 39 kg/qcm im Kämpfer. Da die Druckfestigkeit des verwendeten Materials 400—800 kg/qcm beträgt, sind die erhaltenen Spannungen durchaus zulässig. Das Fundament wurde bei der bisherigen Straßenbrücke mit 5 kg/qcm beansprucht, bei der neuen Lösung mit 6 kg/qcm. Um vollkommen sicher zu gehen, berechnete man die Bodenpressung bei Berücksichtigung des früheren Eisenbahnbetriebes und fand $\sigma = 5,98$ kg/qcm. Der Bau fand statt vom 1. August bis 1. Dezember 1908. Die frühere Erbreiterung hatte ein Jahr gedauert. Der Verkehr durfte natürlich während des Baues nicht abgesperrt werden. Ebenso durfte kein festes Gerüst angewandt werden. In der Tat ist auch kein einziger Pfahl eingerammt worden. Das Arbeitsgerüst wurde vielmehr durch konsolartig hervorgestreckte I-Träger unterstützt. Außerdem stand ein schwimmendes Gerüst zur Verfügung. Über jedem zweiten Pfeiler wurden drei verstärkte Konsolen angeordnet zur Aufnahme der Brüstungspfeiler. Besondere Sorgfalt mußte bei der Entwurfsbearbeitung auf die Durchführung der Rohrkanäle gelegt werden. Sie wurden mit armierten Betonplatten überdeckt. Die Ausführung lag in den

Händen der Firma Wayß u. Freitag und der Bauunternehmung Müller in Frankfurt. Nach Fertigstellung wurde das Bauwerk einer eingehenden Probelastung unterzogen, bei welcher die Durchbiegungen mittels besonders konstruierter Biegemesser ($\frac{1}{50}$ mm anzeigend) festgestellt wurden. Nach der Wegnahme der Last kehrte die Konstruktion in die horizontale Lage zurück. Die Baukosten betrugen 260 000 M und blieben hiermit unter sämtlichen Voranschlägen.

Der Vortragende berichtete sodann über die Herstellung des großen Ofenhauses der neuen Müllverbrennungsanstalt für Frankfurt a. M., welches den Lesern der Zeitschrift aus einem Aufsatz in Heft 1, 1909 bekannt ist.

Der nächste Punkt der Tagesordnung war die Vorlage von Leitsätzen für die Prüfung von Zementrohren.

Die Leitsätze behandeln: Einleitung, I. Prüfungseinrichtung, II. Prüfungsart und III. Prüfungsvorgang. Bei Punkt III schlägt ein Mitglied auf Grund eigener Erfahrungen vor, statt der gewählten Hartholzkeile zwischen Rohr und Schneide eine Filzscheibe zu legen. Die Leitsätze werden in der vom Vorstand gegebenen Fassung angenommen und außerdem wird diesem die Ermächtigung erteilt, eine Ergänzung der Leitsätze vorzunehmen durch Prüfung von Röhren mit zylindrischem Querschnitt, mit und ohne Muffen, durch Aufstellen von Tabellen für Tragfähigkeit, durch Angaben zur Beobachtung der Formänderung und zur Prüfung der Scherben von zerdrückten Röhren.

Von großem Interesse war der Bericht über die Belastungsprobe der Betongelenkbrücke der Düsseldorf Ausstellung. Herr Regierungsbaumeister Weese referierte über die Ausführung dieser Belastungsprobe und Herr Regierungsbaumeister Gehler sprach über die Schlußfolgerungen, die man aus dem Versuch ziehen kann.

Die Brücke, welche anlässlich der Ausstellung im Jahre 1902 erbaut war, sollte nebst anderen hinterliegenden Bauwerken vom Betonverein abgebrochen werden, um für die Anlage einer breiten Verkehrsstraße Platz zu schaffen. Es war hiermit die Möglichkeit gegeben, eine für dauernden Betrieb gebaute Betonstraßenbrücke einer Bruchprobe zu unterziehen. In Anbetracht des großen Interesses, welches ein solcher Versuch bieten mußte, hat auf Ersuchen des Vereines der Minister der öffentlichen Arbeiten bereitwillig einen Kostenbeitrag von 5000 M und der Verein deutscher Portland-Zement-Fabrikanten einen Beitrag von 4700 M bewilligt. Die Gesamtkosten des Versuches betrugen 15 000 M.

Die Brücke war ein Dreigelenkbogen. Ihre Spannweite betrug rund 28 m, ihre Pfeilhöhe nicht ganz 2 m; das Verhältnis beider Werte zueinander war daher 1:14,5. Die Gewölbesterke war im Kämpfer 75, im Scheitel 65 und zwischen beiden 85 cm. Die Wälzgelenke bestanden aus Granit; ihre Radius war 2,75 m.

Die Aufbetonierung wurde vor der Belastungsprobe mit vieler Mühe weggestemmt, um ein statisch klares Gebilde zu erhalten. Unter der Brücke wurde ein Holzgerüst errichtet und davor ein Laufsteg gebaut, von welchem aus die Ablesungen der Instrumente erfolgen sollten.

Die Probelastung begann am 30. Oktober 1908. Sie wurde ausgeführt im Auftrage des Deutschen Betonvereines durch das Kgl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde. Anwesend waren zwei Vertreter des preussischen Ministers der öffentlichen Arbeiten, Vertreter aus den Ministerien anderer Bundesstaaten, der Militärbehörden, Kanalbauverwaltungen, Technischer Hochschulen, Stadtgemeinden usw. Das Belastungsmaterial waren Eisenbarren. Nachts wurde die Brücke durch die Wach- und Schließgesellschaft bewacht.

Der Belastung unterzogen wurde ein Feld von den Abmessungen 5×7 m auf der südlichen Hälfte der Brücke. Die Messungen erstreckten sich auf Ermittlung

der Drehung der Widerlager und der Durchbiegungen der Brücke sowie der inneren Formänderungen. Letztere wurden an 12 Punkten gemessen. Ein ganzes System von insgesamt 41 Meßinstrumenten sorgte für möglichst einwandfreie Resultate. Die verwendeten Spiegelapparate erlaubten eine Ablesung von $\frac{5}{1000}$ cm und die Zeigerapparate eine solche von $\frac{2}{1000}$ cm. An den ersten beiden Tagen wurden im ganzen 320 t aufgebracht, ohne daß die Brücke brach. Da der nächste Tag (1. Nov.) ein Sonntag war, wurden die kostspieligen Apparate entfernt. Am 3., 4. und 5. Nov. wurden weitere Belastungen vorgenommen, bis mit 401 t der Eisenvorrat erschöpft war. Auch in diesen Tagen wurden weitere Messungen vorgenommen. Inzwischen wurde neues Eisen beschafft und am 9. November auf die Brücke aufgebracht. Die Maximallast betrug 423 t. Unter dieser Last bestand auf der Rheinseite ein 2 cm starker Riß und auf der Landseite ein Riß von 1,3 cm Stärke. Weitere Messungen wurden nicht mehr vorgenommen. Die Belastung blieb bis zum 11. November stehen.

Aus dem Bauwerk wurden größere Probekörper und 38 cm große Würfel entnommen und nach der Versuchsanstalt zu Darmstadt geschickt. Darauf fand die Zerstörung der Brücke durch Sprengen statt. Die Brücke war für eine Dampfwalze von 23 t berechnet gewesen, hatte also eine $18\frac{1}{2}$ -fache Sicherheit gehabt. Der Zweck den man durch diesen Versuch erzielen wollte, war von großer Bedeutung:

An einem für praktische Zwecke erbauten Bauwerk sollte einmal für jedermann klar die Frage beantwortet werden, ob die vielen Zweifel gegenüber dem Betonbau berechtigt sind. Die Fachleute selbst wollten sehen, wie sich das Bauwerk gegenüber einer Belastung verhält, die viel größer und ungünstiger ist, als sie in der Praxis jemals vorkommen kann. Weiter wollte man studieren, welche Spannungen im Augenblick der Zerstörung auftreten. Untersucht sollte werden die Wirkung der Gelenke und das Verhalten der einzelnen Teile.

Das Alter der Brücke war 7 Jahre. Der Beton hatte nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 254 kg/cm^2 gezeigt. Die Beobachtungsergebnisse wurden von Herrn Geheimrat Rudeloff zusammengestellt.

Zunächst zeigte sich eine Senkung des Gewölbescheitels und eine Hebung des unbelasteten nördlichen Schenkels. Bei 225 t Auflast waren die entsprechenden Verschiebungen 2,2 bzw. 1,3 mm. Bei 300 t Auflast aber war der Scheitel um 0,5 mm nach oben und die Mitte des unbelasteten Teiles um 1,1 mm nach unten gegangen (die Verschiebungen beziehen sich auf die ursprüngliche Lage). Diesen Bewegungen entsprachen die Drehungen der Kämpfer.

Zu den einzelnen Laststadien wurden genaue Stützlinien gezeichnet. Dabei zeigte es sich, daß die Stützlinie bei 225 t Auflast unter der Last den oberen Gewölberand erreichte. Hiermit im Einklange war ein Riß in der unteren Gewölbezone, welcher die Stärke des Gewölbes auf 40 bzw. 20 cm einschränkte. Der Beginn des Risses entsprach einer Zugspannung im Beton von 25 kg/qcm . Die größten ermittelten Beanspruchungen waren 196 kg/qcm für Druck und 30 kg/qcm für Zug (im unbelasteten Schenkel). Das Scheitelgelenk war etwas abgeblättert, die Kämpfergelenke vollständig unversehrt.

Wäre das Scheitelgelenk, nach Entstehung oben geschilderten Risses, nicht gewesen, so wäre die Brücke wahrscheinlich bei 300 t Auflast gebrochen.

Die wissenschaftliche Bearbeitung des umfangreichen Beobachtungsmaterials geschieht durch eine Kommission. Unbekannt waren allerdings die Dehnungen infolge des Eigengewichtes, so daß zunächst Annahmen über die Elastizitätsverhältnisse gemacht werden mußten.

Die vom Regierungsbaumeister Gehler aufgestellten Schlußfolgerungen aus der Belastungsprobe sind in der Hauptsache folgende:

1. Da die größte Druckbeanspruchung 196 kg/qcm war, wobei der Bruch noch nicht erfolgte, die statische Berechnung aber für 40 kg/qcm abgefaßt war, so liegt in dieser Berechnungsweise eine fünffache Sicherheit.

Die Zugfestigkeit des Betons betrug 25 kg/qcm, während sie bei der Berechnung ganz vernachlässigt wurde. Also weitere Sicherheit;

2. die Risse waren vorzugsweise in Stampffugen aufgetreten. Dennoch aber wird es gut sein, solche Stampffugen innezuhalten; denn die Druckfestigkeit ist die Hauptsache;
3. auf der belasteten Fläche hätten höchstens vier Dampfwalzen mit einem Gewicht von $4 \times 23 = 92$ t Platz gefunden. Die Versuchslast (423 t) war 4,6 mal so groß als die äußerst konzentrierte Nutzlast;
4. die Gelenke haben sich in jeder Weise bewährt.

Hatte uns dieser interessante Vortrag einen Triumph des reinen Betonbaues gezeigt, so führte uns der nächste mitten hinein in einen der letzten Wettbewerbe. Herr Regierungsbaumeister Eiselen sprach über den Eisenbetonbau im Wettbewerb um die Luftschiffbahnhalle Zeppelins, über welche bereits Herr Oberingenieur Deimling in dieser Zeitschrift berichtete.

Auf die Fülle von weiteren Einzelheiten soll hier nicht eingegangen werden, zumal Herr Eiselen auf Veranlassung des Vereins sämtliche Eisenbetonprojekte in der deutschen Bauzeitung veröffentlichen wird, und zum Teil schon berichtet hat, es sei außerdem hingewiesen auf die beiden Artikel im diesjährigen Februarheft dieser Zeitschrift, welche die Entwürfe zweier Firmen zeigen (zudem wird noch der eigenartige Entwurf von Dyckerhoff & Widmann in dieser Zeitschrift eine besondere Besprechung erfahren).

Der nächste Punkt betraf die Schiedsgerichtsordnung. Das Referat hatte Herr Rud. Wölle übernommen.

Der Ausschuss für Einsetzung von Schiedsgerichten hatte den Entwurf zu einer Schiedsgerichtsordnung ausgearbeitet und legte ihn der Versammlung zur Genehmigung und Annahme vor. Dieser Schiedsgerichtsordnung wird eine Gebührenordnung und ein Verzeichnis sachverständiger Gutachter und Schiedsrichter geordnet nach Gegenden und nach Fachrichtungen angefügt.

Hierdurch hofft man, noch einer anderen Sache zu dienen. Wie der Jahresbericht nämlich sagt, werden bei der Veröffentlichung von Bauunfällen die Ursachen oft derartig entstellt, teils infolge unrichtiger oder mangelhafter Begutachtung, teils infolge Übereilung und gar Arglist, daß es der Bauweise zum höchsten Schaden gereicht. An Hand der Gutachterliste kann man heute sofort in der Nähe der Unfallstelle geeignete Persönlichkeiten finden, welche die Ursache des Unfalles klarzustellen und wo angängig in kürzester Zeit der Öffentlichkeit zu übergeben in der Lage sind.

Bei den Beratungen des Ausschusses haben von Anfang an Vertreter von Preußen, Hessen und Hamburg mitgewirkt, weiterhin von Bayern, Württemberg, Sachsen und Baden.

Während z. B. in Österreich der Verein die Schiedsrichter ernannt und in Dänemark dauernd ernannte Sachverständige als Schiedsrichter fungieren, soll in Deutschland freie Wahl der Richter durch die Parteien erfolgen. Die Mitwirkung des Betonvereins soll auf Notfälle beschränkt werden.

Die Schiedsgerichtsordnung behandelt in 10 Paragraphen ihre Begründung in der Zivilprozeßordnung, die Anwendung des Verfahrens, die Ernennung der Sachverständigen und eines Obmannes, die Mitwirkung des Deutschen Beton-Vereins, das Verfahren selbst, den Ort des Termines, die Niederschrift, Begründung und Unterschriften, den Kostenvorschuß (von dem Behörden ent-

bunden sind), die Verwahrung der Akten usw. Die Gebührenordnung ist dieselbe wie die für Architekten und Ingenieure. Der Vorstand hofft, daß auch von den Behörden die Schiedsgerichtsordnung anerkannt und weitgehender Gebrauch davon gemacht wird. Aus der Mitte der Versammlung wird empfohlen, bei Differenzen in der Auslegung der Bestimmungen der Baubehörden gleichfalls die Schiedsgerichte zu benutzen.

Der vorgelegte Entwurf wird einstimmig angenommen.

Wir kommen damit zum nächsten Punkte der Tagesordnung, einem Vortrage über Berechnung und Anwendung des umschnürten Betons. Herr Ingenieur Kleinlogel der Firma Wayß u. Freitag hatte das Referat übernommen, über welches an anderer Stelle berichtet werden wird.

Nach dem interessanten Vortrage macht Herr Dr. Koenen darauf aufmerksam, daß er bereits im Jahre 1892 eine Umschnürung angewendet habe, allerdings nicht Spiralen, welche beim Stampfen tanzen, sondern mit Ringen, welcher er denselben Wert beimißt. Übrigens sei die Erhöhung der Druckfestigkeit bis zum Auftreten der ersten Risse (also für die Praxis) unerheblich. Damit die Umschnürung zur Wirkung kommen könne, müsse erst ein Bruch erfolgen. Herr Kleinlogel tritt dieser Ansicht entgegen, ebenso Herr Direktor Luft.

Es folgt ein Vortrag des Herrn Professor Germer, Stettin, über Einwirkung niedriger und höherer Temperaturen auf die Druckfestigkeit des Betons sowie auf die Haftfestigkeit desselben am Eisen.

Der Redner erläutert an Hand von Diagrammen seine eingehenden Versuche, aus welchen die Praxis den Schluß ziehen kann, daß selbst strenger Frost (z. B. fünf Frostperioden bis -12°) die Druckfestigkeit des Betonbaues erhöht, die Haftfestigkeit aber bis auf Null herunterbringen kann. Um letzteres zu verhindern, empfiehlt der Referent, die Eisen mit Zement einzuschlämmen, wodurch er 3–4fach bessere Resultate erzielt hat als mit uneingeschlämmten Eisen. Er erhebt die Forderung, daß man bei Neuaufstellung von Leitsätzen unbedingt das Einschlämmen verlangen solle.

In der darauf folgenden Diskussion werden Nutzenwendungen in bezug auf Transport von Beton gezogen. Für Beantwortung der Frage, ob ein Beton transportfähig ist, hat der Kies eine große Bedeutung. Bei einigen Sorten ist der Transport gut durchführbar, weil sie erst bei höheren Temperaturgraden abbinden. Im Zusammenhang hiermit wird bemerkt, daß man bei Frost sehr wohl betonieren könne, wenn die Materialien warm seien, also z. B. kurz nach Eintritt des Frostes oder sonst bei künstlicher Erwärmung der Zutaten. Nicht aber dürfe man unmittelbar nach Tauwetter mit ungewärmten Materialien arbeiten.

Der nächste Punkt der Tagesordnung war der Bericht des Kunststeinausschusses, erstattet von Herrn Kommerzienrat A. E. Toepffer.

Der Ausschuss ist verschiedentlich zusammengetreten und hat sich zunächst mit einem Fragebogen an die Kunststeine herstellenden Mitglieder gewandt. Es wird beabsichtigt für die verschiedenen Erzeugnisse auf diesem Gebiete Gütebestimmungen zu schaffen und im Verein mit den Materialprüfungsanstalten Prüfungsverfahren festzustellen. Auch mit der Frage, welche Arten von Mischmaschinen für die Fabrikation geeignet seien, beschäftigte sich der Ausschuss und er hofft, im kommenden Jahre den Kunststeinfabrikanten wertvolle Erfahrungen zur Verfügung stellen zu können.

Herr Kommerzienrat Schwerk (Ulm) sprach hierauf über neue Marmorverfahren in der Zement-Kunststeinfabrikation.

Bei vielen Systemen der künstlichen Marmorherzeugung wird Magnesit oder Chlormagnesit als Bindemittel verwendet. Auf solche Bindemittel aber ist nach Ansicht des

Referenten kein Verlaß. Es müsse vielmehr Portlandzement verwendet werden. Der hiermit angefertigte Marmor sei absolut tragsicher.

Nach einigen Mitteilungen über Isolierplatten für Boden- und Wandbelag in Kork- und Terrazzoausführung sprach Herr Schwark noch ausführlich über Verwendung von Eisenbetonfüßen für hölzerne Leitungstangen.

Der Redner ging nun zu den in neuerer Zeit angekommenen Betonhohlmasten für elektrische Leitungen über. Die Herstellung dieser Maste ist abhängig von besonderen maschinellen Einrichtungen. Wegen der dünnen Wandstärke müssen die Einseneinlagen sehr genau verlegt werden und zu alledem ist der Transport gefährlich und teuer. Da sind die bisher üblichen Holzstangen vorzuziehen, deren Hauptnachteil aber in der tiefen Eingrabung des Fußes liegt. Diesen Nachteil beseitigt die Erfindung eines hohen Telegraphenbeamten, welcher Eisenbetonfüße für die Holzstangen konstruiert hat. Es ist dafür gesorgt, daß der Mast vollkommen fest sitzt, aber auch leicht ausgewechselt werden kann. Der Betonfuß ragt aus dem Erdboden heraus, so daß eine viel kürzere Stange verwendet werden kann. Um ein Faulen des Stangenfußes zu verhindern, bleibt zwischen Stange und Betonklotz ein Zwischenraum, durch den die Luft hindurchstreichen kann. Die Erfindung ist bereits von Verwaltungen in Gebrauch genommen und bedeutet eine Ersparnis gegenüber den jetzt erforderlichen Kosten.

Der nächste Vortrag wurde von Herrn Oberingenieur Boerner gehalten. Das Thema lautete: Neuere Warenhäuser in Eisenbeton, insbesondere das

Kaufhaus Tietz in Düsseldorf. Wegen der Kürze der noch zur Verfügung stehenden Zeit mußte der Vortrag erheblich eingeschränkt werden, so daß nur das Kaufhaus Tietz besprochen wurde. Dieses wird demnächst in der Zeitschrift veröffentlicht werden.

Ebenfalls unter Mangel an Zeit litt der nun folgende Vortrag des Herrn Dr.-Ing. Mautner über Eisenbetonkuppel- und Wölbkonstruktionen.

Die Reihe der geplanten Vorträge war hiermit beendet und es folgte nur noch die Besprechung der im Fragekasten vorgefundenen Fragen, von denen über die wichtigsten nachstehend kurz berichtet werden soll.

Pfahlköpfe aus Holz sollen nicht mit Blechhauben versehen werden.

Bei Dichtung einer Eisenbetonsohle ist zu überlegen, ob man die Dichtungsschicht auf oder unter die Betonsohle legt. Es wird empfohlen, Materialien, welche nicht genügend haften, untenhin zu legen, gut haftende aber (z. B. doppelte Schicht von Dachsteinen) auf die Betonsohle.

Es wurde angeregt, beim Deutschen Betonverein eine Sammelstelle für Beschwerden über Entscheidungen von Baubeamten einzurichten. Eine Stadtverwaltung hatte z. B. die Kontinuität der Deckenplatten bei Eisenbetonbalken gelegnet und die Berechnung der Platten mit $M = \frac{q l^2}{10}$ gefordert.

Mit Dank an alle Mitwirkenden und einem „Auf Wiedersehen im nächsten Jahre“ schloß der Vorsitzende die 12. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereines.

NEUE VERSUCHSMETHODEN — NEUE VERSUCHSERGEBNISSE.

Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst.

Die Entwicklungsgeschichte des Eisenbetons ist nach mancher Richtung hin bemerkenswert. Die Literaturzeugnisse übertreffen an Zahl alle diejenigen anderer technischer Zweige; nur wenige sind es aber, die selbständige Bahnen gehen und bestrebt sind, neue Gesichtspunkte zu entwickeln. Die Ursache ist in dem falschen Autoritätsglauben zu suchen, der sich besonders in den ersten Jahren des Eisenbetons festgesetzt hat. Es soll nicht das Verdienst einiger Eisenbetonfachleute geschmälert werden, welche für die Entwicklung und für die Verbreitung des Eisenbetonbaues Anerkennenswertes beigetragen haben, wenn behauptet wird, daß zuviel Geschäftswissenschaft getrieben wurde, welcher nur zu oft die Freiheit und die Vorurteilslosigkeit fehlt, die zu den Grundlagen einer freien wissenschaftlichen Forschung gehören. Es ist kein Zeichen wissenschaftlichen Geistes, wenn man, wie dies in der Eisenbetonwissenschaft geschehen ist, keine anderen Meinungen kennen will, als die eigenen, wenn man in dem Glauben an die eigene Unfehlbarkeit jede andere wissenschaftliche Ansicht zu verkleinern oder zu unterdrücken sucht.

Was wurde uns nicht in den letzten Jahren an Berechnungen und Methoden veröffentlicht, und geht man der Sache auf den Grund, so wird man finden, daß diese meist bereits bekannten Methoden mehr oder minder gut nachempfunden sind. Nur eines ist gewöhnlich neu an diesen Methoden und selbständig: die nicht zutreffenden Voraussetzungen und Annahmen.

Aus diesem Grunde ist es mit Genugtuung zu begrüßen, daß zwei neue Werke erschienen sind, welche ihre eigenen Wege gehen und vorurteilsfrei an sehr wichtige Fragen des Eisenbetons herangetreten sind. Es handelt sich um die beiden Werke von Luft von der Firma Dyckerhoff & Widmann. „Ergebnisse neuer Eisenbetonversuche“ und Dr. R. Müller über „Die Lage der Nulllinie“. Wenn auch diese beiden Veröffentlichungen voneinander sehr verschieden sind, so zeigen sie doch das gemeinsame Bestreben, unrichtige, mit großer Bestimmtheit ausgesprochene Behauptungen zu widerlegen, Unklarheiten zu beseitigen und von der Schablone abzuweichen; beide Arbeiten dienen auch dem Zweck auf Grund von Versuchen eine Änderung der bestehenden Vorschriften herbeizuführen oder diese zu er-

gängen. Aus diesen Gründen sollen diese beiden Arbeiten auch an dieser Stelle eingehend besprochen werden.

Dr. Müllers „Neue Versuche an Eisenbetonbalken über die Lage und das Wan-

genaue Konstruktion des Spiegelapparates zeigen Fig. 2 und 3. Die beiden Hebelarme sind so ausgebildet, daß der kürzere Arm mit seiner Öffnung auf einen keilförmig abgeflachten Stift fest aus-

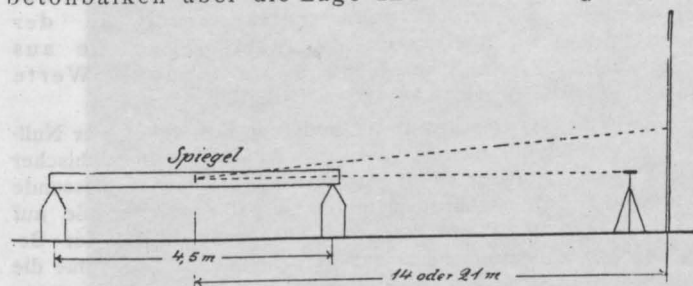


Fig. 1.

dern der Nulllinie und die Verbiegung der Querschnitte; Versuche über reine Haftfestigkeit*), die vom Verfasser auf eigene Kosten in Hannover durchgeführt wurden, befassen sich, wie schon der Titel sagt, mit zwei sehr wichtigen Kapiteln des Eisenbetonbaues. Wie Müller in seiner Vorrede hervorhebt, ist er bei der Ausführung seiner Versuche zur Bestimmung der Lage der Nulllinie von denselben bekannten Voraussetzungen ausgegangen wie Prof. Schüle. Die Durchführung der Versuche ist jedoch von jenen ganz verschieden. Müller verwendet neukonstruierte Meßvorrichtungen. Auch sind die Anordnungen, die er bei seinen Versuchsdurchführungen trifft, von allen bisherigen verschieden und sollen deshalb hier eingehend erörtert werden. Zur Bestimmung der Nulllinie und der Verbiegung der Querschnitte führt Müller 3 neue Meßverfahren ein, die Spiegelablesungen, photographische Feinmeßaufnahmen und Galvanometeraufnahmen.

Über das Verfahren der Spiegelablesungen teilt der Verfasser folgendes mit: „Das Prinzip ihrer Anordnung ist aus Fig. 1 zu ersehen. Ein Spiegel, dessen Fläche normal zur Längsrichtung des Balkens liegt, sitzt mittels zweier Hebelarme auf 2 Stahlstiften, die in den Balken befestigt sind. In einer Entfernung von 14 m, später von 21 m von Balkenmitte, stehen Meßplatte und Nivellierinstrument. Durch das Nivellierinstrument wird der Spiegel beobachtet, und das Fadenkreuz ist dabei auf das Spiegelbild eines Teilstriches der Meßplatte eingestellt. Die

seiner Länge etwas verstellbare Arm als Reiter ausgebildet ist, um auf einem zylindrischen Stifte frei aufliegen zu können. Die beiden Hebelarme sind mittels Spitzenlagerung in das Gehäuse eingelegt, das seitlich die Spiegelfläche trägt. Diese Spiegelfläche ist noch um eine lotrechte Achse verstellbar. Hebelarme und Spiegelgehäuse sind aus Messing gefertigt, während die Spiegelfläche, 20×30 mm aus Spiegelmetall besteht.

Die große Empfindlichkeit des Spiegelapparates ist dadurch erzielt, daß der Abstand der Lagerungen der beiden Hebelarme nur 5,5 mm beträgt (Fig. 3).

Ein Spiegelausschlag an der Meßplatte von 1 mm entspricht demnach für die Meßstrecke von 6 cm bei Lattenabstand von 14 m einer Längsänderung um $\frac{1}{3090}$ mm und bei Lattenabstand von 21 m einer Längenänderung um $\frac{1}{7636}$ mm.

Nun ist aber ein Spiegelausschlag, der mit dem bisher besprochenen Spiegel erzielt wird nicht allein abhängig von der Längenänderung der Meßstrecke, sondern gleichzeitig auch von der bei Durchbiegung des belasteten Balkens eintretenden Schrägstellung und vielleicht auch

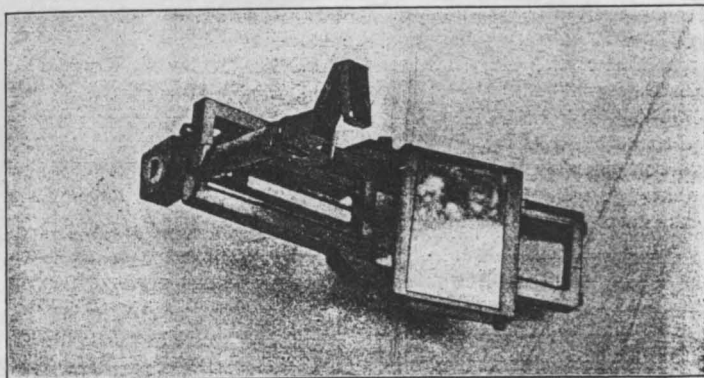


Fig. 2.

merklichen Verbiegung des Querschnittes selbst, an dem die Messungen ausgeführt wurden. Um daher den der reinen Dehnung der Meßstrecke entsprechenden Spiegelausschlag zu erhalten, muß erst von dem Gesamtspiegelausschlag der Teilausschlag abgezogen werden, der durch Schrägstellung und Verbiegung des Querschnittes verursacht wird.

*) Herausgegeben von Rudolf Wolle, Zementbaugeschäft in Leipzig; Kommissionsverlag W. Ernst & Sohn, Berlin.

Diesen Teilausschlag findet man auf folgendem Wege. Von dem Spiegel wird der längere, als Reiter ausgebildete Hebelarm abgenommen und dafür der kurze Arm in seinem Lager so festgeschraubt, daß nun kurzer Arm und Spiegel ein starres Ganzes bilden. Wenn nun der so ausgerüstete Spiegel auf einen abgeflachten Stift aufgesetzt wird, muß er jede Bewegung, auch eine Drehung des Stiftes mitmachen, und er muß daher sowohl die Schrägstellung als auch gleichzeitig die Verbiegung der Querschnittes in der Ablesung anzeigen. Eine Längenänderung der Meßstrecke hat jetzt auf den Spiegelausschlag keinen Einfluß mehr.

In dieser Weise war beabsichtigt, an den Versuchsbalken (deren Abmessungen: Querschnitt

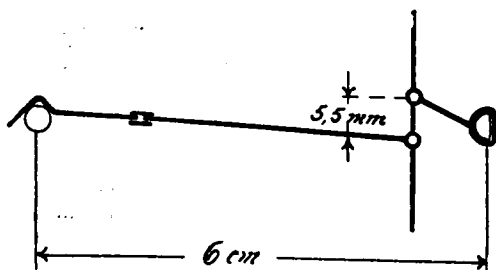


Fig. 3.

20×30 cm, eine Spannweite von 4,50 m mit einer Armierung von 3 gerade durchgehenden Rundstählen à 10 mm Stärke) an 7 verschiedenen Querschnitten, an jedem Querschnitt an 13 verschiedenen Höhenlagen die Messungen vorzunehmen. Die Belastungsstufen, nach denen die Ablesungen vorgenommen wurden, waren 100 kg. Da Müller keine Versuche zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls vorgenommen hatte, leitete er aus den Mörsch'schen Versuchen die Spannungsverteilungskurven im Querschnitt ab; ein Verfahren, das nicht ganz einwandfrei genannt werden kann, das aber an den Ergebnissen der Mörsch'schen Versuche nichts ändert. Auf Grund dieser Messungen und die von diesen getrennt durchgeführten Messungen über die Verbiegung der Querschnitte kommt Müller zu folgenden Schlussergebnissen:

1. Bei allen auf Biegung beanspruchten Eisenbetonkonstruktionen tritt eine Verbiegung vorher ebener Querschnitte ein. Diese Verbiegung führt Müller auf Grund seiner Versuche im Gegensatz zu den bisher allgemeinen Anschauungen auf die Längsspannungen und nicht auf die Querkraft zurück;
2. das sehr wichtige Ergebnis, das schon hervorgehoben wurde, betrifft die Bestimmung

der Nulllinie aus den gemessenen Längenänderungen. Es zeigt sich, daß die Bestimmung der Lage der Nulllinie aus der gemessenen Verkürzung in der äußersten Druckfaser und der gemessenen Verlängerung in der äußersten Zugfaser gegen die aus seinen Messungen gefundenen Werte um 30% abweichen*).

Die zweite Methode zur Festlegung der Nulllinie besteht darin, daß ein photographischer Apparat so eingestellt wird, daß der zu messende Querschnitt in ungefähr natürlicher Größe auf die Platte kommt. Die erste Hälfte der Belichtung geschieht derart, daß die Aufnahme die Stifte in einer Stellung zeigt, die dem unbelasteten Balken entspricht. Nach Aufbringen des Last wird die noch empfindliche Platte zum zweiten Male belichtet; während dieser Zeit darf der Apparat seine Lage nicht ändern. Die Platte zeigt sonach die Stellung der Stifte vor und nach der Belastung. Die horizontale Längenänderung der einzelnen Stifte wird sodann unter einem Zeiss'schen Stereokomparator gemessen.

Das dritte Verfahren zur Bestimmung der Nulllinie besteht in einer Messung durch elektrische Feinmeßapparate, wobei ein Galvanometerfaden zwischen die beiden Stifte eines Stiftpaares gespannt und unter einem Mikroskop mit Skalenteilung beobachtet wird. Eine genaue Beschreibung dieser Verfahren ist in dem Mörsch'schen Buche vorhanden. Fig. 4 zeigt, wie an einem Balken das Seitengalvanometer und der Meßspiegel gleichzeitig beobachtet wurden.

Schließlich weist die Arbeit Möllers Proben über sogenannte reine Haftfestigkeit auf. Ich stimme mit ihm vollständig überein, wenn er sagt, daß es gleichgültig ist, ob ein Eisenstab vermöge einer so oder so benannten Kraft im Beton festsetzt, und deshalb irrt sich Müller, wenn er behauptet, es wäre mir um die Einführung eines neuen Namens zu tun gewesen. Es ist mir ganz gleichgültig, ob von Haftfestigkeit oder von Haftfähigkeit oder Gleitwiderstand geredet wird, und ich behaupte auch nur, daß es keine Haftfestigkeit gibt im Sinne von Zug- oder Druckfestigkeit, und daß man auch aus diesem Grunde keine bestimmten Zahlenwerte hierfür festsetzen darf. Was Müller von den Versuchen von Professor Hotop mitteilt, beweist noch nicht, daß es eine Haftfestigkeit gibt. Professor Hotop brachte Zementmörtel in ein Eisenrohr und versuchte nach Erhärtung den Mörtel hydraulisch aus dem Rohre heraus zu pressen. Da ihm dies nicht gelungen

*) Ein Diagramm aus den Messungen der Längenänderungen wurde von dem Verfasser dieses Aufsatzes auf S. 271 des Jahrg. 1908 der Zeitschrift bei der Besprechung verschiedener Versuche gezeigt.

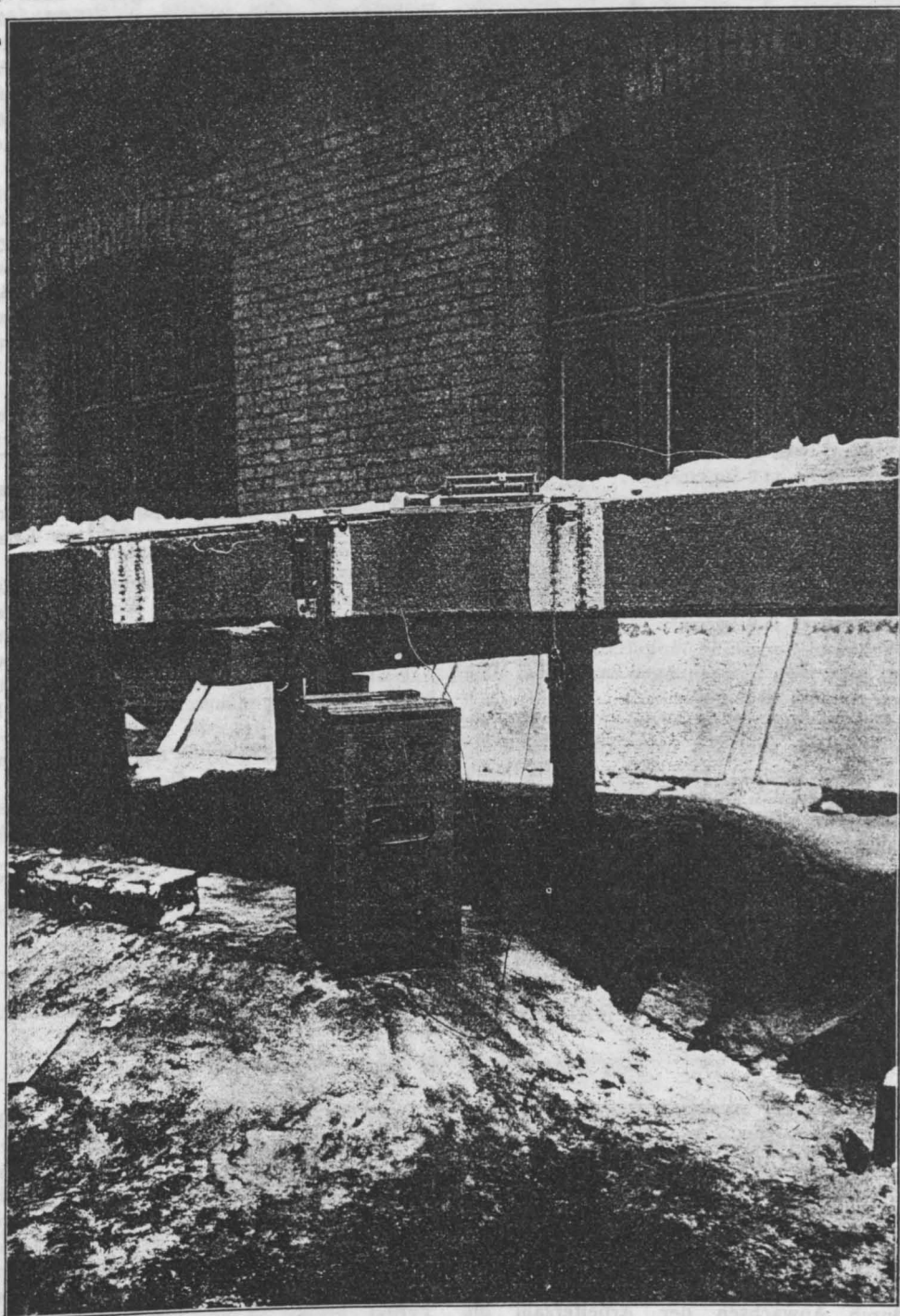


Fig. 4.

ist, beweist noch nicht, daß es eine sehr hohe Haftfestigkeit gibt, sondern beweist nur, daß dieser Versuch sehr schwer oder gar nicht durchzuführen ist.

Müller selbst macht folgende Versuche: In eine Reihe von 8er Proben (Fig. 5), mit einem

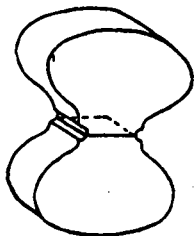


Fig. 5.

kleinsten Querschnitt von 5 cm^2 , wird ein Eisenblech von demselben Querschnitt einbetoniert. Nach Erhärten werden diese Proben wie gewöhnliche 8er Proben auseinander gerissen. Die so bestimmten Werte nennt Müller Werte für reine Haftfestigkeit und findet hierfür folgende Zahlen:

1. Proben 7 Tage alt (angefertigt am 26. Sept. 1905, Eiseneinlagen zum ersten Male verwendet), $8,53 \text{ kg/cm}^2$;
2. Proben 28 Tage alt (angefertigt am 26. und 27. Sept. 1905, Eiseneinlagen zum ersten Male verwendet), $11,8 \text{ kg/cm}^2$;
3. Proben 28 Tage alt (angefertigt am 26. und 28. Okt. 1905, Eiseneinlagen zum zweiten Male verwendet), $7,15 \text{ kg/cm}^2$;
4. Proben 27 Tage alt (angefertigt am 29. und 31. Dez. 1906, Eiseneinlagen zum ersten Male verwendet), $11,9 \text{ kg/cm}^2$;
5. Proben 16 Monate alt (angefertigt am 26. und 27. Sept. 1905, Eiseneinlagen zum ersten Male verwendet), $20,15 \text{ kg/cm}^2$.

Auffallend an diesen Werten ist, daß sie nahezu identisch sind mit der Größe der Zugfestigkeit des Betons. Ferner ist die Wirkung beim Lostrennen des Mörtels von dem Eisenblech eine ganz andere, wenn sie senkrecht zur Haftfläche ausgeführt wird, als wenn sie, wie bei den meisten Eisenbetonkonstruktionen, parallel zur

Haftfläche losgetrennt wird. Die Behauptung Müllers, daß die Haftfestigkeit nach beiden Richtungen gleich sein wird, möchte ich bezweifeln. Von Interesse wäre nur eine Mitteilung, die ich in der Veröffentlichung Müllers vermisste, ob das Eisenblech nach den Versuchen blank war oder ob eine Mörtelschicht noch daran haften blieb. Für meine Annahme, daß hauptsächlich mechanische Einflüsse ein Zusammenwirken von Beton und Eisen ermöglichen, spricht auch ein Vergleich der unter 2 und 3 angeführten Versuchsergebnisse Müllers, bei welchen die Erscheinung Zutage tritt, daß die von ihm genannte reine Haftfestigkeit bei der ersten Verwendung der Eisen größer war als bei der zweiten. Dies ist wohl darauf zurückzuführen, daß bei der zweiten Verwendung des Eisens ein großer Teil der Unebenheiten in der Eisenoberfläche und der Poren nach der ersten Verwendung ausgeglichen wurden und der sich zusammenziehende Mörtel keinen richtigen Halt finden konnte.

Dieses sind im großen die sehr interessanten Ergebnisse der Versuche Müllers, deren Veröffentlichung er auch als Dissertation zur Erlangung des Doktorgrades verwendete.

Schließlich wäre zu bemerken, daß das Buch von dem Zementbaugeschäft Wölle herausgegeben wurde, in welchem Dr. Müller zurzeit tätig ist. Es soll mit Anerkennung hervorgehoben werden, daß die Ausstattung des Buches eine vorzügliche ist, und daß die genannte Firma die großen Kosten nicht gescheut hat, die ausgezeichnete Arbeit Müllers der Allgemeinheit zugänglich zu machen. Es ist zu hoffen, daß die Arbeit Müllers weite Verbreitung findet und die von ihm angewendeten Meßverfahren auch von den Laboratorien aufgenommen werden.

(Fortsetzung folgt.)

DIE FÜHRUNG DES GERÄTE- UND WERKZEUGKONTOS BEI BAUUNTERNEHMUNGEN.

Von Dipl.-Ing. C. M. Lewin-Berlin.

In den meisten Bauunternehmungen werden alljährlich recht erhebliche Beträge zur Beschaffung von Geräten und Werkzeugen aufgewendet, die teils zum Ersatz für zerbrochene, verloren gegangene und durch natürliche Abnutzung wertlos gewordene (eventuell zum Ersatz für verkaufte) Werkzeuge und Gerätschaften aller Art dienen, teils aber auch dadurch notwendig werden, daß durch Anwachsen der Arbeiterzahl die vorhandenen Bestände an brauchbaren Geräten und Werkzeugen nicht mehr ausreichen, weshalb noch neue beschafft werden müssen. Diese

Neuanschaffungen haben also eine Erhöhung der Bestände an Hilfsgeräten aller Art zur Folge, die zu der Zunahme der Arbeiterzahl in entsprechendem Verhältnis stehen müssen; ein weiterer Grund zur Neubeschaffung liegt auch darin, daß mit der Einführung neuer Baumethoden und Bauweisen sowie mit Aufnahme neuer Zweige neue Werkzeuge und Geräte notwendig werden. Ferner bringt es die rasche Entwicklung der Technik mit sich, daß verbesserte und arbeitssparende Werkzeuge, vervollkommnete Gerätschaften und sonstige Hilfsvorrichtungen erfunden

sowie die Art und Weise der Werkzeug- und Geräteausgabe an die verschiedenen Arbeiterkategorien jeder Baustelle näher besprechen.

Nehmen wir z. B. an, eine Aktiengesellschaft für Eisenbetonbau in Berlin führe eine Reihe von Bauten an verschiedenen Baustellen aus und hat an einer Zentralstelle ein Magazin, von wo aus die notwendigen Geräte und Werkzeuge an die Baustellen zur Versendung gelangen. Die für diese Hilfsapparate verantwortlichen Personen (Meister oder Vorarbeiter und Kolonnenführer) fordern erstmalig und dann im Laufe der Bauzeitperiode von der Zentralstelle Geräte und Werkzeuge an, für welche sie selbst verantwortlich bleiben und über welche ein besonderes Verrechnungsbuch geführt wird.

Die Abmachungen zwischen der Gesellschaft und ihren Angestellten, betreffend Haftung und Ersatzpflicht lauten z. B. wie folgt:

Jeder Meister, Vorarbeiter oder Kolonnenführer ist für die in diesem Buche verzeichneten Materialien, Gerätschaften usw. verantwortlich, derartig, daß er für die fehlenden Teile ersatzpflichtig ist, gemäß § 5 der Arbeits-Ordnung vom 20. Februar 1904 (oder des besonderen Arbeitsvertrages).

Natürlicher Verschleiß ist von obiger Ersatzpflicht ausgeschlossen.

Mit dem Eintritt in die Dienste der Baugesellschaft und Übernahme einer Baustelle sind diese Bedingungen übernommen und anerkannt.

**Aktiengesellschaft für Eisenbetonbau
in Berlin.**

Damit die Verrechnung am klarsten wird, ist eine Musterseite eines Geräte- und Werkzeugkontrollbuches (S. 183) dargestellt.

Wir ersehen hieraus, daß bis zur Vollendung des Baues in 7 Posten eine Reihe von Gerätschaften auf eine bestimmte Baustelle (hier z. B. Lichtenberg bei Berlin) gelangt sind, von welchen nach Bauübergabe der größte Teil wieder, wie unter Rückgabe ersichtlich, ins Magazin der Zentralstelle zurückkamen. Von den fehlenden sind zunächst die infolge Bezahlung durch die Arbeiter schon ersetzten, meist durch Abzüge in den Lohnlisten zur Bezahlung gelangten Stücke in Abzug zu bringen, um die ersatzpflichtigen Stücke fest-

zustellen. Von diesen selbst können vom Unternehmer gewisse Stücke — für deren Abgang entschuldige Gründe vorzubringen möglich sind — geduldet werden, sodaß endlich die Zahl der zu ersetzenden Stücke feststeht und darnach die Berechnung der ersatzpflichtigen Beträge erfolgen kann. Für das Maximum der Abgänge, die geduldet werden können, hat man in der Praxis gewisse Erfahrungssätze, die je nach Ort und Arbeiterschaft stark schwanken werden.

Um vom Bauleiter bzw. Meister auch jederzeit Deckung für die ersatzpflichtigen Stücke erhalten zu können, wird den verantwortlichen Personen zur Bildung einer Kautions von ihrem Gehalt ratenweise ein Betrag zurückbehalten, bis die Kautions eine entsprechende Höhe erreicht hat (z. B. 200—500 M). Die Höhe der Kautions wird natürlich vom Umfang der Bauarbeit abhängig sein und wird durch diese Einrichtung fast immer erreicht, daß die Bauleiter und Meister sich sehr für ordentliche Behandlung und Aufbewahrung der Geräte und Werkzeuge interessieren; dadurch kommt wenig abhanden und man braucht weniger Ersatz.

Im Lageran der Zentralstelle selbst werden Lagerbücher gewöhnlicher Form und zweckmäßig auch Lagerkontrollscheine geführt, die die wirklichen Ein- und Ausgänge mit Tinte, den jeweilig wechselnden Vorratsbestand in Blei eingesetzt erhalten. Das nachfolgende Formular zeigt diese Einrichtung.

Lagerkontrollschein.

Eingang am: 25./10. 1907 in Fach 37 Sign.: E. F.

Artikel: Schaufeln

Anzahl: 200 + 160 (12./1. 08) + 40 (3./4. 08)

übernommen von: Lagerverwalter Müller

Vorrat:
400

| Verbraucht | | | Rückgabe | | |
|------------|--------|--------|----------|--------|--------|
| Datum | Anzahl | an | Datum | Anzahl | von |
| 26. II. | 20 | Müller | | | |
| 2. III. | 16 | Ernst | | | |
| 2. IV. | 10 | Müller | | | |
| 16. IV. | 28 | Graetz | | | |
| 2. V. | 15 | Müller | | | |
| 5. V. | 10 | Müller | | | |
| 6. V. | 19 | Ernst | | | |
| 8. V. | 15 | Müller | 30. V. | 62 | Müller |
| Übertrag | | | | | |

Gewöhnlich wird ein besonderes Geräte- und Werkzeugkonto im Hauptbuche geführt, das für alle Anschaffungen im Laufe des Jahres mit dem Selbstkostenpreis inklusive Fracht, Transport und eventuellen Zollaussagen belastet wird. Am Ende eines Geschäftsjahres zeigt sich dann beim Buchabschluß ein ganz gewaltiger Sollbestand des Geräte- und Werkzeugkontos, während der wirkliche Zeitwert erheblich geringeren Wert repräsentiert. Man glaubt nun durch Abschreibungen den Wert dieses Kontos mit dessen wahren Wert in Einklang zu bringen, wenn man 10, 15, im besten Falle 25 % vom jeweiligen Buchwerte absetzt; ob aber diese Abschreibung genügt, um den gesetzlichen Vorschriften bezüglich der Bewertung von Vermögensgegenständen zu entsprechen, bleibt dahingestellt. Das Gesetz bestimmt für die Aktiengesellschaften in Deutschland im H.-G.-B. § 261, 3:

„Anlagen und sonstige Gegenstände, die nicht zur Weiterveräußerung, vielmehr dauernd zum Geschäftsbetriebe der Gesellschaft bestimmt sind, dürfen ohne Rücksicht auf einen geringeren Wert zu dem Anschaffungs- oder Herstellungspreis angesetzt werden, sofern ein der Abnutzung gleichkommender Betrag in Abzug gebracht oder ein ihr entsprechender Erneuerungsfonds in Ansatz gebracht wird.“

Da das Gesetz eine genaue Vorschrift über die zahlenmäßige Höhe der Abschreibungen nicht erlassen hat und auch nicht gut erlassen konnte, wollen wir im Nachstehenden untersuchen, inwieweit die in der Praxis gewöhnlich vorgenommenen Abschreibungen „als ein der Abnutzung gleichkommender Betrag“ anzusehen sind oder nicht.

Eine genaue zahlenmäßige Festlegung be-

Soll. Geräte- und Werkzeugkonto.

| 1908 | | | | | 1908 | | Per Gewinn- und | | |
|-----------|-----|----------------------|--------|----|----------|-----|-------------------|--------|---|
| Januar | 1. | An Bilanzkonto . . . | 30 000 | — | Dezember | 31. | Verlustkonto . . | 10 000 | — |
| " | 31. | " Kassakonto . . . | 1 640 | 25 | " | 31. | " Bilanzkonto . . | 40 000 | — |
| Februar | 28. | " " . . . | 200 | 75 | | | | | |
| März | 31. | " " . . . | 3 159 | — | | | | | |
| April | 30. | " " . . . | 1 200 | — | | | | | |
| Mai | 31. | " " . . . | 1 800 | — | | | | | |
| Juni | 30. | " " . . . | 4 100 | — | | | | | |
| Juli | 31. | " " . . . | 900 | — | | | | | |
| August | 31. | " " . . . | 1 450 | — | | | | | |
| September | 30. | " " . . . | 1 550 | — | | | | | |
| Oktober | 31. | " " . . . | 2 945 | 60 | | | | | |
| November | 30. | " " . . . | 210 | 40 | | | | | |
| Dezember | 31. | " " . . . | 844 | — | | | | | |
| | | | 50 000 | — | | | | 50 000 | — |
| 1909 | | | | | | | | | |
| Januar | 1. | An Bilanzkonto . . . | 40 000 | — | | | | | |

oder falls Extraabschreibungen vorkamen:

| 1908 | | | | | 1908 | | Per Gewinn- und | | |
|----------|-----|----------------------|--------|----|------|-----|-----------------------|--------|---|
| Januar | 1. | An Bilanzkonto . . . | 30 000 | — | " | 31. | Verlustkonto: | | |
| Dezember | 31. | " diverse Zugänge. | 20 000 | — | | | 20% Ab- | | |
| | | | | | | | schreibung M 10000.— | | |
| | | | | | | | Extraab- | | |
| | | | | | | | schreibun- | | |
| | | | | | | | gen . . . M 11000.— | 21 000 | — |
| | | | | | " | 31. | Per Bilanzkonto . . . | 29 000 | — |
| | | | | | | | | 50 000 | — |
| 1909 | | | | | | | | | |
| Januar | 1. | An Bilanzkonto . . . | 29 000 | — | | | | | |
| " | 31. | " Kassakonto . . . | 715 | 86 | | | | | |
| Februar | 28. | " " . . . | 481 | 10 | usw. | | | | |

stimmter Abschreibungsquoten für verschiedene Industriezweige wäre auch ein Unding zu nennen, denn die gänzlich verschiedenartige Abschreibungsbedürftigkeit von Werkzeugen und Geräten selbst in Betrieben gleicher Art macht eine individuell bemessene Amortisationsfestlegung notwendig, die nur nach Berücksichtigung der örtlichen und der Betriebsverhältnisse in richtiger Weise durchzuführen möglich sein wird. Nehmen wir an, daß das Geräte- und Werkzeugkonto im Hauptbuch die Gestalt auf S. 185 zeigt:

Wir sehen aus dieser Aufstellung, daß im Laufe des Jahres (in zwölf Einzelpositionen) ein Gesamtaufwand von 20 000 M für Gerätschaften und Werkzeuge notwendig geworden ist; der zum Teil Ersatz-, zum Teil auch Neuanschaffungen betrifft; eine 20proz. Abschreibung vom jeweiligen Buchwert, zuzüglich der im Laufe des Jahres gemachten Anschaffungen, von 50 000 M berechnet = 10 000 M wird von der Leitung der Gesellschaft als genügend hoch bemessen betrachtet.

Eine derartige Führung des Geräte- und Werkzeugkontos führt gewöhnlich zu folgeschweren Ereignissen, da man sich bei dieser Art der Behandlung des Geräte- und Werkzeugkontos — absichtlich oder unabsichtlich — über die Höhe des Vermögens der Firma hinwegtäuscht. Wird nämlich, was alljährlich geschehen sollte, leider aber in vielen Fabrikgeschäften versäumt wird, die Inventur im Sinne der diesbezüglichen Gesetzesvorschrift*) aufgenommen, so muß auch eine Inventur gemacht werden, woraus der Wert jedes einzelnen Gerätes und jedes einzelnen Werkzeuges zu entnehmen ist. Ein Betriebsbeamter geht mit jedem Meister an den betreffenden Lägern und Baustellen an die Aufnahme der vorhandenen Bestände, die unter Berücksichtigung des Neuanschaffungswertes nach ihrem gegenwärtigen Werte taxiert werden; eine Zusammenstellung aller Gerätschaften und Werkzeuge ergibt nach Addition der Einzelwerte den schätzungsweise ermittelten, annähernden Wert der vorhandenen Bestände. Dieser Wert wird — richtige Bewertung der vorhandenen Bestände zum Zeitwerte vorausgesetzt — stets wesentlich geringer sein als der nach Vornahme

von Abschreibungen von 20% aus dem Geräte- und Werkzeugkonto ersichtliche Betrag; in unserem Falle wäre z. B. statt 40 000 M Buchwert ein durch Inventuraufnahme nachgewiesener Wert von 29 000 M als Ergebnis der vorstehend geschilderten Inventuraufnahme zu verzeichnen. Wollte man nun richtig den Stand des Vermögens der Firma in der Bilanz darstellen, wäre, wie folgt, vorzugehen:

Die Abschreibung hat nicht in prozentualer Höhe zu geschehen, sondern ist einzig und allein vom Resultate der Inventuraufnahme abhängig. War daher

| | |
|---|----------|
| der Sollbestand des Geräte- und Werkzeugkontos | 50 000 M |
| der Istbestand lt. Inventuraufnahme dagegen nur | 29 000 „ |

so ist in Wirklichkeit eine Abschreibung von 21 000 M notwendig, wenn man die Vermögenslage richtig darstellen und keine Bilanzverschönerung vornehmen will. Zu der normalen Abschreibung von M 10 000.— mußte noch eine Extraabschreibung von M 11 000.— treten, um Buch- und Zeitwerte in Übereinstimmung zu bringen.

Eine mit 20% vom jeweiligen Restbuchwert berechnete Abschreibung, die im allgemeinen schon als recht reichlich bemessen gilt, ist dies aber selbst dann nicht, wenn nur wirkliche bestandvermehrnde Neubeschaffungen als Zugänge auf Geräte- und Werkzeugkonto verbucht, alle Ersatzanschaffungen über Unkostenkonto Verrechnung finden. Es sind dann nicht, wie man auf den ersten Blick liest und vielleicht glaubt, in 5 Jahren alle Gerätschaften und Werkzeuge ganz abgeschrieben, sondern es fallen bei 20proz. Abschreibung je 100 M nach folgender Tabelle:

| Neu-Anschaffungswert | 100,— M |
|----------------------|---------|
| 20% Abschreibung | 20,— „ |
| nach 1 Jahr auf | 80,— M |
| 20% „ | 16,— „ |
| nach 2 Jahren auf | 64,— M |
| 20% „ | 12,80 „ |
| „ 3 „ | 51,20 M |
| 20% „ | 10,24 „ |
| „ 4 „ | 40,96 M |
| 20% „ | 8,19 „ |
| „ 5 „ | 32,77 M |
| 20% „ | 6,55 „ |
| „ 6 „ | 26,22 M |
| 20% „ | 5,24 „ |
| „ 7 „ | 20,98 M |
| 20% „ | 4,20 „ |
| „ 8 „ | 16,78 M |
| 20% „ | 3,36 „ |
| „ 9 „ | 13,42 M |

*) HGB. § 30 lautet: Jeder Kaufmann hat bei dem Beginne seines Handelsgewerbes seine Grundstücke, seine Forderungen und Schulden, den Betrag seines baren Geldes und seine sonstigen Vermögensgegenstände genau zu verzeichnen, dabei den Wert der einzelnen Vermögensgegenstände anzugeben, und einen das Verhältnis des Vermögens und der Schulden darstellenden Abschluß zu machen.

Er hat demnächst für den Schluß eines jeden Geschäftsjahres ein solches Inventar und eine solche Bilanz aufzustellen; die Dauer des Geschäftsjahres darf 12 Monate nicht überschreiten. Die Aufstellung des Inventars und der Bilanz ist innerhalb der einem ordnungsmäßigen Geschäftsgang entsprechenden Zeit zu bewirken.

| | | |
|---------------------|--------------------|------------------|
| | | Übertrag 13,42 M |
| 20 0/0 Abschreibung | | 2,68 " |
| | nach 10 Jahren auf | 10,74 M |
| 20 0/0 " | | 2,15 " |
| | " 11 " " | 8,59 M |
| 20 0/0 " | | 1,72 " |
| | " 12 " " | 6,87 M |
| 20 0/0 " | | 1,37 " |
| | " 13 " " | 5,50 M |
| 20 0/0 " | | 1,10 " |
| | " 14 " " | 4,40 M |
| 20 0/0 " | | 0,88 " |
| | " 15 " " | 3,52 M |
| 20 0/0 " | | 0,70 " |
| | " 16 " " | 2,82 M |
| 20 0/0 " | | 0,56 " |
| | " 17 " " | 2,26 M |
| 20 0/0 " | | 0,45 " |
| | " 18 " " | 1,81 M |
| 20 0/0 " | | 0,36 " |
| | " 19 " " | 1,45 M |
| 20 0/0 " | | 0,29 " |
| | " 20 " " | 1,16 M |

Da nun Gerätschaften und Werkzeuge im allgemeinen nach 5 Jahren nicht viel mehr darstellen als Altmaterialwert, die durchschnittliche Lebensdauer eher geringer ist, weil die kleineren Spezialwerkzeuge und Geräte sehr rascher Abnutzung unterliegen, wäre erst eine Abschreibung mit 30–50 0/0 vom Restbuchwerte als richtig bemessen zu bezeichnen.

Würde man hingegen nach obigem Satze 20 0/0 vom jeweiligen Restbuchwerte die Abschreibungen auf Geräte- und Werkzeugkonto bemessen, dann wäre erst, wie aus dem Verlauf der Entwertungskurve in Fig. 1 hervorgeht, nach etwa 11–18 Jahren der Altmaterialwert erreicht, ein Lebensalter, das diesen Objekten wohl in keinem Falle zugesprochen werden kann.

Der Verlauf der Entwertungskurve zeigt ganz deutlich, wie unverhältnismäßig hoch nach 5 Jahren dem durchschnittlichen Maximum der Lebensdauer von Geräten und Werkzeugen, der Buchwert solcher Anlagewerte selbst dann ist, wenn wir diese mit 30–50 0/0 vom jeweiligen Restbuchwerte abschreiben; bei Abschreibung vom Neuanschaffungswerte kann eine 20 0/0 ige Amortisation — die nach 5 Jahren zur gänzlichen Entwertung führt — als untere Grenze des Zulässigen bezeichnet werden. Doch empfiehlt sich, da die Praxis solider Unternehmungen dahin geht, die

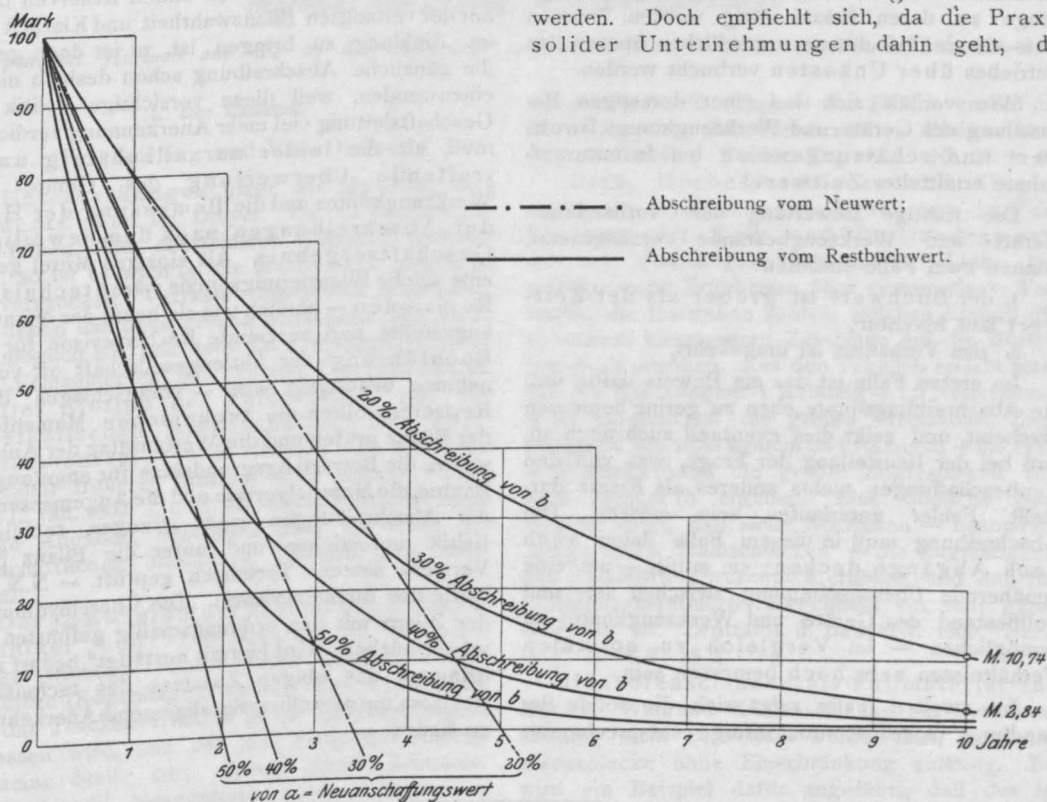


Fig. 1.

verwendeten Baugerätschaften nach 3—5maliger Verwendung derselben gänzlich abzubuchen, auch bei Abschreibung vom Neuwert die Wahl einer höheren als 20%igen Quote. Diese wird noch erhöht werden müssen, wenn vom Restbuchwerte abgeschrieben wird, in welchem Falle 30, 40, ja selbst 50% nicht als übertrieben hoch zu bezeichnen sein werden. Selbst bei 50% Abschreibung nach b ist der Buchwert z. B. in 4 Jahren 6,25 M für je 100 M Neuwert, ein Betrag, der den Verhältnissen sehr gut entspricht, wenn man berücksichtigt, wie beim Bau mit Werkzeugen und Geräten im allgemeinen umgegangen wird. Wenn auch einzelne Stücke nach 6, 8, 10 Jahren noch brauchbar sind, das Gros derselben ist in wenigen Jahren schon unverwendbar und auf Null abzuschreiben, wenn man reell arbeitet und bilanziert.

Es gibt natürlich auch viele Betriebe, in welchen die Zugänge auf Geräte- und Werkzeugkonto anders behandelt werden, als im Vorstehenden geschildert ist. Es werden hier nur jene Gegenstände als Zugang verbucht, die in Wirklichkeit eine Vermehrung des bisherigen Inventars darstellen; alle Neubeschaffungen aber, die für zerbrochene, nicht mehr reparierbare und verschleißte Geräte und Werkzeuge zu deren Ersatz nötig werden, müssen stets als ein Teil der unvermeidlichen Spesen des Betriebes über Unkosten verbucht werden.

Wie verhält sich bei einer derartigen Behandlung des Geräte- und Werkzeugkontos Buchwert und schätzungsweise bei Inventuraufnahme ermittelter Zeitwert?

Die richtige Bewertung der vorhandenen Geräte- und Werkzeugbestände vorausgesetzt, können zwei Fälle eintreten:

1. der Buchwert ist größer als der Zeitwert laut Inventur;
2. das Verhältnis ist umgekehrt.

Im ersten Falle ist das ein Beweis dafür, daß die Abschreibungsquote eben zu gering bemessen erscheint, und zeigt dies eventuell auch noch an, daß bei der Beurteilung der Frage, was von den Neubeschaffungen nichts anderes als Ersatz darstellt, Fehler unterlaufen sein müssen. Die Abschreibung muß in diesem Falle daher auch noch Abgänge decken; sie müßte — um eine annähernde Übereinstimmung zwischen Ist- und Sollbestand des Geräte- und Werkzeugkontos zu ermöglichen — im Vergleich zu normalen Verhältnissen sehr hoch bemessen sein.

Im zweiten Falle zeigt sich die solide Behandlung dieses Kontos infolge entsprechender

Bemessung der Abschreibung einerseits und richtiger Buchung der Zu- und Abgänge andererseits.

Angenommen, daß ein Unternehmen aus irgend welchen Gründen veräußert werden soll, wird sich dies im Fall 2 ohne besonderen Verlust abwickeln lassen, während im Falle 1 große Enttäuschungen die Folge eines Systems sein müssen, bei welchem durch viel zu niedrig bemessene Abschreibungen der Wert eines Aktivpostens der Bilanz fälschlich zu hoch dargestellt wurde. Die dadurch geringer dargestellten Generalunkosten hatten wohl jahrelang größere Gewinnausweise zur Folge; dafür trat aber eine ungerechtfertigte Erhöhung des Geräte- und Werkzeugkontos ein, was sich früher oder später im Unternehmen irgendwie bemerkbar macht. Die vielfach in soliden Gesellschaften angetroffene gänzliche Abschreibung des Geräte- und Werkzeugkontos und dessen Bewertung mit 1 M in der Bilanz ist ein gutes Mittel, um über spätere Jahre schlechten Geschäftsganges leicht hinwegzukommen, sowie jederzeit die neuesten und besten Geräte und Werkzeuge beschaffen zu können, ohne für die noch vorhandenen alten Bestände große Extraabschreibungen vornehmen zu müssen. Wenn auch diese Schaffung von stillen Reserven nicht mit der verlangten Bilanzwahrheit und Klarheit gut im Einklang zu bringen ist, so ist doch gegen die gänzliche Abschreibung schon deshalb nichts einzuwenden, weil diese vorsichtige Politik der Geschäftsleitung viel mehr Anerkennung verdienen muß, als die leider nur allzuhäufig anzutreffende Überwertung des Geräte- und Werkzeugkontos und die Bemessung der Höhe der Abschreibungen nach dem jeweiligen Geschäftsergebnis. Als einziges Mittel gegen eine solche Bilanzierungspraxis wären technische Revisionen — ähnlich wie sie heute der öffentlich angestellte und vereidigte Bücherrevisor für die Buchführung der Aktiengesellschaft oft vorzunehmen beauftragt wird — vorzuschlagen; diese Revisoren sollten die technischen Momente in der Bilanz prüfen und die Wertansätze der Anlagewerte, die Bewertungsgrundsätze für angefangene Bauten, die Materialvorräte und die Angemessenheit der Abschreibungen einer strengen, sachlichen Kritik unterziehen und unter die Bilanz ihren Vermerk setzen: Technisch geprüft. — N.N. Die Notiz des Bücherrevisors: „Die Übereinstimmung der Bilanz mit den ordnungsmäßig geführten Geschäftsbüchern wird hiermit bestätigt“ bedarf noch dringend des obigen Zusatzes des technischen Revisors, um als vollwertig, allgemeine Anerkennung zu finden. —

ERLASS DES MINISTERS FÜR ÖFFENTLICHE ARBEITEN BETREFFEND ZULASSUNG VON EISENPORTLANDZEMENT ZU STAATSBAUTEN.

Die im Anschluß an meinen Erlaß vom 21. November 1902 — I. D. 16 459 — im Königlichen Materialprüfungsamt zu Gr.-Lichterfelde ausgeführten Versuche haben ergeben, daß Eisenportlandzemente und Portlandzemente im allgemeinen als gleichwertig zu erachten sind.

Falls daher bei der Untersuchung nach den jeweils geltenden „Normen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement“ die Eisenportlandzemente nicht bei Wasser-, sondern auch bei Lufterhärtung befriedigende Ergebnisse zeigen, ist gegen ihre Verwendung bei öffentlichen Bauten nichts einzuwenden.

In den Ausschreibungen sind, wenn nicht ganz besondere Verhältnisse die Lieferung von Portlandzement geboten erscheinen lassen, Angebote für Portlandzement oder Eisenportlandzement ein-

zufordern und wird es dem Ermessen Ew. Tit. (der pp.) überlassen, nach sorgfältiger Abwägung der vorliegenden Verhältnisse das für die Verwaltung günstigste Angebot zu wählen. Doch ist streng darauf zu halten, daß von den Anbietern sowohl des Portlandzements wie des Eisenportlandzements eine Angabe über die Zusammensetzung und Herstellungsweise des angebotenen Zements, in zweifelhaften Fällen auch die Beibringung eines, diese Angaben bestätigenden Zeugnisses des Königlichen Materialprüfungsamts zu Gr.-Lichterfelde, verlangt wird.

Ich bemerke dabei, daß unter Eisenportlandzement ein im übrigen wie Portlandzement hergestellter Zement verstanden werden soll, der aus mindestens 70% Portlandzement und höchstens 30% einer geeigneten gekörnten Hochofenschlacke besteht. gez. v. Breitenbach.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Untersuchungen über die Mahlung des Zements. Von Dr. Dreyer. Da im Zement nur die feinen und allerfeinsten Teilchen wirksam sind, so ist es wichtig, die Mahlfineinheit möglichst zu vergrößern. Verfasser beschreibt Maschinen, mit denen das ohne großen wirtschaftlichen Nachteil möglich ist, und teilt die Prüfungsergebnisse des „Feinzementes“ mit. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 22.

Der Einfluß des Feinmahls auf die physikalischen Eigenschaften des Portlandzementes. Von E. Riisager. Im Anschluß an einen früheren Aufsatz über dieses Thema (vgl. L. Jan. 1909. I, 1. S. 22) macht Verfasser noch einige Angaben, besonders über die Wahl der wirtschaftlichen Maschinen. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 27.

Der 12. Kongreß der russischen Zementtechniker und -fabrikanten in Moskau. Einige wichtige Punkte seien erwähnt: Nach Stenbjörn (Kopenhagen) deutet alles darauf hin, daß das Trockenverfahren in der Zementindustrie verlassen wird, und daß das Schlammverfahren an seine Stelle tritt. Belegt durch Beispiele. N. Ljåmin will „tonerdefreien Zement“ herstellen, der der chemischen Wirkung des Meerwassers

widerstehen soll. Hinweis von Dr. Lieven auf die Schwierigkeiten des Verfahrens. — Einiges über Betonhohlsteine. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 22 u. 25.

Traß, Hochofenschlacke und Ziegelmehl als hydraulische Zuschläge in Verbindung mit Kalk und Portlandzementmörtel. Von Regierungsbaumeister Link. Bemerkenswerte Ergebnisse über systematische Versuche, die feststellen sollten, welchen Einfluß die genannten kieselsauren Zuschläge auf die Mörtelfestigkeit ausüben. Aus den Tabellen ersieht man, daß die Mischungen: 1 Kalkteig + 1,5 Nettetatraß + 2,5 Normensand die größte erreichbare Zugfestigkeit von 19,33 kg/qcm und 1 Zement + 0,6 Traß + 3 Normensand die größte Zugfestigkeit von 50,28 kg/qcm (!) ergeben. Eine bildliche Darstellung zeigt, daß saure Schlacken — besonders „Siegerländer Stahlschlacken“ — die Zugfestigkeit des Kalkmörtels wesentlich erhöhen und daß für Portlandzementmörtel Ziegelmehl ein sehr guter Zuschlag ist. Zentralbl. d. Bauverw. 1909. Nr. 3 u. 5. S. 16 ff., 28 ff.

Hochofenschlacke als Füllmaterial für Beton. Während Kohlschlacke zur Betonherstellung nicht verwendet werden darf, ist Hochofenschlacke ohne Einschränkung zulässig. Es wird ein Beispiel dafür angeführt, daß das in Hochofenschlackenbeton eingebettete Eisen auch

in 25 Jahren nicht gerostet ist, daß also solcher Beton das Eisen ebenso gut wie anderer schützt. Beton-Ztg. 1909. Nr. 9.

Sulfatfreier Hochofenschlackenzement. Die dem Abbinden und Erhärten des Zementes nachteiligen löslichen Sulfate, die auch mit die Ursache der zerstörenden Wirkung des Meerwassers sind, sollen dadurch vermieden werden, daß man dem Zement Bariumkarbonat zusetzt. Beton-Ztg. 1909. Nr. 8.

Zur Kalkergiebigkeit. Die Ansicht, daß für die „Kalkergiebigkeit“ nicht die Menge des gewonnenen Mörtels, sondern dessen Festigkeit als Maßstab benutzt werden müsse, wird angegriffen und verteidigt. Die Wahrheit liegt in der Mitte: Man muß selbstverständlich beide berücksichtigen. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 19. vgl. L. Febr. 1909. I, 1.

Weißer, wasserbeständiger Kalkanstrich. Beton-Ztg. 1909. Nr. 6.

Wasserdichter Beton und Kalkmörtel. Von G. Strahl. Herstellung solcher mit Hilfe von ölsauerm Ammonium und Aluminiumsulfat (Patente Dr. Mecke, D. R. P. 200 968 und Dr. Nördlinger). Beton-Ztg. 1909. Nr. 8. s. L. März 1909. I, 1. S. 137.

The Canadian Portland Cement Company's Plant. Beschreibung einer neuen Zementfabrik in Port Colborne, Canada, besonders der maschinellen Einrichtungen. Cement and Eng. News. 1909. Nr. 1. S. 12.

Extensive Improvement. Beschreibung der neuen Anlagen der Chicago Portland Cement Fabrik, insbesondere der maschinellen Einrichtungen. Kraftanlage besitzt 3 Dampfturbinen von je 1500 PS, die Arbeitsmaschinen werden sämtlich elektrisch angetrieben. 8 Drehöfen sind eingerichtet. Leistungsfähigkeit der Anlage 700 cbm täglich, die Versandeinrichtungen können täglich 1200 cbm zur Verpackung und zum Abgang bringen. Cement and Eng. News. 1909. Jan. S. 5.

Die Portlandzementfabrik in Gmunden (O.-Ö.). Beschreibung der Anlage, die, auf 3750 qm Grundfläche erbaut, jährlich 317 600 Normalfaß = 54 000 t herstellt. Mit vielen Abbildungen. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 27. s. L. Febr. 1909. I, 1. S. 69.

Drehrohrofen oder Schachtofen? Erwiderung von C. Naske. s. L. März 1909. I, 1. S. 137. Verfasser tritt für den Drehrohrofen ein. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 22.

Die Höhe der Ausnützung einer Ofenanlage. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 25.

Schlackenziegel. Beschreibung des Herstellungsverfahrens. Beton-Ztg. 1909. Nr. 6.

The Value of Crushed Dust as Water-proofing Concrete. Nach Erfahrungen beim Bau von Stauwauern hat die Beigabe von Steinmehl den Beton wasserundurchlässig gemacht. Cement and Eng. News 1909. Nr. 2. S. 49.

Mischmaschinen. Beschreibung einiger Betonmischmaschinen mit Abbildungen. Eisenbeton 1909. Nr. 5. s. L. Jan. 1909. I, 1. S. 23. Febr. 1909. I, 1. S. 69.

Aus unserer Industrie. Beschreibung von Maschinen: Monocrete-Maschine zur Herstellung von Mauern; Maschinen zur Herstellung von Betonhohlsteinen. Beton-Ztg. 1909. Nr. 6. s. L. Jan. 1909. I, 1. S. 23. Febr. 1909. I, 1. S. 69.

2. Prüfung und Untersuchung.

Die Ergebnisse der Jahresprüfungen der Vereinszemente in den Jahren 1902 bis 1907. J. Spangenberg bemängelt die in dieser Zusammenstellung (vgl. L. Jan. 1909. I, 2. S. 24) unter der Bezeichnung: „in Salzsäure Unlösliches“ gemachten Angaben und mißt ihnen keinen Wert und keine Bedeutung bei. Diese Ansicht wird von Dr. Framm widerlegt. Das „in Salzsäure Unlösliche“ gibt einen Anhalt für die Güte des Brandes und für etwaige Verfälschungen. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 28.

Sandbeschaffenheit und Druckfestigkeit. Von H. Urbach. Einige interessante Versuche werden mitgeteilt zu der Frage, inwieweit Lehmgehalt des Sandes die Betonfestigkeit verändert. Der Sand (bezw. Kies) enthielt 2,8–3,4 % (Gew.) abschlämmbare Substanz; die Druckfestigkeit des Betons aus ungewaschenem Kiese betrug nur $\frac{3}{4}$ von der des Betons aus gewaschenem: ein bei dem geringen Lehmgehalt überraschendes Ergebnis. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 19.

Druckfestigkeit von Stampfbeton. Von H. Burchartz. Beanspruchungen der Durchschnittsergebnisse aus dem Jahresbericht des Königl. Materialprüfungsamtes, aus denen der Einfluß der Grundstoffe auf die Druckfestigkeit des Betons deutlich hervorgeht. Beton-Ztg. 1909. Nr. 9.

Betonfestigkeit. Einige vom Königl. Materialprüfungsamte Groß-Lichterfelde gemachte Erfahrungen bei der Prüfung von Beton werden mitgeteilt. Beton-Ztg. 1909. Nr. 8. s. L. Febr. 1909. I, S. 137.

Betonanalyse. Mitteilungen einiger Gesichtspunkte für die sehr schwierige und oft unmögliche, nachträgliche Feststellung des Mischungsverhältnisses der Bestandteile im Beton. Die Aufgabe, aus Betonproben festzustellen, ob der zum Beton verwendete Zement gut oder schlecht war, ist unlösbar. Jedenfalls sollten bei allen Betonarbeiten immer Proben der verwendeten Rohstoffe (eine Zeitlang wenigstens) zurückbehalten werden, da nur dann eine befriedigende analytische Nachprüfung möglich ist. Chem. Lab. Prof. Seger & E. Cramer. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 22.

Mikroskopische Untersuchungen an Puzzolanmörteln. Dr. Gino Gallo kommt zu dem Schlusse, daß „die Puzzolanmörtel hydraulische Stoffe darstellen, die noch jedem künstlichen

hydraulischen Mörtel überlegen sind." Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 22. s. L. März 1909. I, 2. S. 138.

Über Umkristallisation und Gelbildung beim Erhärten des Zementes. Von Prof. Dr. Ambronn, Jena. Verfasser beschreibt und bespricht die unter dem Mikroskop beobachteten Vorgänge beim Erhärten des Zementes und ihren Zusammenhang mit anderen ähnlichen Erscheinungen. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 28.

Über die Einwirkung von Öl auf Beton. Mitteilung von Versuchen über die Art und den Grad der Betonzerstörungen durch Öl. Beton-Ztg. 1909. Nr. 8.

3. Wirtschaftliches.

Zur Entwicklung des Eisenbetons. Die 23. Delegiertenversammlung des Verbandes Deutscher Baugewerksmeister empfiehlt ihren Mitgliedern, "sich mit der Technik des Eisenbetons mehr als bisher und möglichst eingehend vertraut zu machen. Es dürfe auf keinen Fall die Gefahr eintreten, daß dieser wichtige Zweig der Bautätigkeit dem alten soliden Bauhandwerk durch die Zementindustrie gänzlich entzogen wird." Der letzte Satz ist zum mindesten etwas unklar! Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 19.

Ziegel- und Schlackensteine. Von H. Niemeyer. Verfasser stellt sich auf den recht einseitigen Standpunkt, die Baupolizei solle (zur Hebung der Ziegelindustrie) alle „Ziegelsurrogate“ verbieten. Glücklicherweise kann und tut sie das nicht. Folgen noch weitere Äußerungen wirtschaftlichen Inhalts. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 21 und 23.

Der Submissionsunfug. Es wird verlangt, jede Behörde solle bei einer Ausschreibung die Einreichung einer genauen Selbstkostenberechnung fordern, damit grobe Unterbietungen sofort in ihren Einzelheiten erkannt werden können. Beton-Ztg. 1909. Nr. 9.

II. Theorie.

Beitrag zur Berechnung der Eisenbetonbauten. Anwendung der preußischen Bestimmungen auf Plattenbalken mit Einlagen von Profileisen. Zeitschr. für Arch.- u. Ing.-Wesen 1909. Nr. 1.

Kontinuierliche Träger mit elastisch verbundenen Stützen. Hinweis auf Ableitungen Genels, gegeben in Beton u. Eisen 1908. S. 317. Dingl. Polyt. Journal 1909. Nr. 7. S. 111. s. L. Jan. 09. II, S. 26.

Beitrag zur statischen Berechnung von Eisenbeton. Eine recht unklare Berechnung eines Sonderfalles, als „Ergänzung zu den amtlichen Vorschriften". (!) Beton-Ztg. 1909. Nr. 7.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Versuche Berrys über die Wirkung der wiederholten Belastung betoneiserner

Balken. Besprechung der in Eng. Rec. 1908. S. 90 und Cement Age 1908, Nr. 3 (s. L. Jan. 1909, III, S. 27) veröffentlichten Versuche durch Prof. Dr. Thullie. Ztschr. d. österr. Ing. u. Arch.-Ver. 1909. Nr. 6. S. 109.

Knickfestigkeit von Mannesmann-Röhren mit Betonfüllung. Angaben nach Gessner, Beton u. Eisen 1909, S. 138, der durch Versuche nachweist, daß die Betonfüllung bedeutende Vermehrung der Tragkraft von Hohl-säulen ergibt. Dingl. Polytech. Journal 1909. Nr. 8. S. 127. s. L. Jan. 1909. III, S. 27.

Tests of the Resilience of Reinforced Concrete. Zur Feststellung der bleibenden Formänderung von Betonbalken hat M. Caustland mit 24 armierten Balken Versuche angestellt. Es zeigte sich, daß Formeiseineinlagen ein Zurückgehen der Durchbiegung nach Entlastung erschwerten; das Verhältnis von bleibender Durchbiegung zur vorübergehenden war größer als bei glatten Eiseineinlagen. The Eng. Rec. 1909. Nr. 6. S. 155.

The Strength of Concrete Joints. Versuche, um die Festigkeit von Verbindungsstellen, wo alter und neuer Beton zusammentrifft, zu bestimmen, wurden mit zahlreichen Balken von etwa 1,5 m Länge angestellt. Der eine Teil war schon 48 Stunden alt, ehe der zweite Teil angefügt wurde. Die Stoßstelle wurde verschieden ausgebildet. Am besten bewährten sich kurze Eiseineinlagen, die in den alten und den neuen Beton etwa 20 cm eingriffen. Angabe der Ergebnisse. The Eng. Rec. 1909. Nr. 7. S. 178.

Beton-Eisensäulen. Eisensäulen, die nur wegen Feuersicherheit mit Beton umstumpft werden, erhalten dadurch bis doppelte Tragfähigkeit, wie durch Versuche von Emperger nachgewiesen wird. Dingl. Polyt. Journal 1909. Nr. 7. S. 110. Nach Beton u. Eisen 1908. S. 266. s. L. Jan. 1909. III.

Die Feuerbeständigkeit der Kunststeine. Kunstsandsteine haben bei einer Feuerprobe ihre Druckfestigkeit nur wenig vermindert, während Granit und Sandstein sie ganz eingebüßt haben. Mit Abbildungen. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 28. Vgl. L. Jan. 1909. V, 2. S. 32.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbeton.

Vorschriften für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton für das Herzogtum Braunschweig. Diese schließen sich in der Hauptsache den preuß. Bestimmungen an, gewähren jedoch einige nicht unbedeutende Erleichterungen, ganz im Gegensatz zu den sehr eigenartigen Bestimmungen der städt. Baupolizei in Braunschweig. Eisenbeton 1909. Nr. 3.

Österreichische Betonvereinversammlung am 26. Januar 1909. Auf der Tagesordnung

stand wieder die Frage einer Verbesserung der österreichischen amtlichen Vorschriften über die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Betoneisen bei Hochbauten vom November 1907. Anführung einer ganzen Reihe von Mängeln in diesen Vorschriften. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 19. — Beton und Eisen 1909. Nr. 3. — Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1909. Nr. 7. S. 102. — s. L. Febr. 1909. IV. S. 71.

V. Ausführungen.

1. Zement-, Beton- und Eisenbeton-Waren und ihre Herstellung (Maschinen).

Eine Probelastung mit dem Betonpfahl-Gründungs-System „Strauß“. Von Regierungsbaumeister Colberg, Wien. Ein Pfahl von durchschnittlich 38 cm Durchmesser, 9,2 m tief im Füllboden und 30 cm tief im Plattelschotter steckend, zeigte bei 52 t (!) Belastung nach 4 Tagen nur eine Setzung von 7 mm. Das Erdreich um den Pfahl herum hatte sich mit ihm gesenkt, ein Beweis für die große Reibung an der Mantelfläche. Die Beanspruchung des Betons im Pfahl betrug 46,5 kg/qcm. Angabe von ausgeführten Beispielen. Mit Abbildungen. Beton und Eisen 1909. Nr. 3.

Kritische Betrachtungen der Simplex-Betonpfahlgründung. Von Baurat Schmid. Beschreibung des Gründungsverfahrens mit einigen allgemeinen Bemerkungen. Beton-Zeitung 1909. Nr. 6.

Straight or Tapered Concrete Piles. Von Howell. Die Pfähle gleichen Durchmessers werden als zweckmäßiger bezeichnet, als die mit wesentlichem Anlauf. Angabe von Zahlen über Tragfähigkeit beider Pfahlarten. Eng. News 1909. Nr. 8. S. 223.

Betonpfahlgründung. Die konischen Pfähle werden gegenüber prismatischen empfohlen. Dingl. Polyt. Journal 1909. Nr. 7. S. 111. Nach Beton und Eisen 1908. S. 257. s. L. Jan. 09. V, 2. S. 29.

When and how Piling should be used in Foundation. Angaben über Gründung auf Eisenbetonpfählen, unter besonderer Berücksichtigung der Simplexpfähle. Cement and Eng. News 1909. Nr. 2. S. 44. s. vorstehend!

The Present and Future of the Cement Block. Bericht über den Stand der Zementsteinherstellung; der Einfluß des Mischungsverhältnisses, der Feuchthaltung der Steine und der Temperatur im Lagerraum wird erörtert und Preise im Vergleich zu Ziegelpreisen angegeben. Cement and Eng. News 1909. Nr. 2. S. 39.

Curing Concrete Blocks by Steam. Betonsteine werden fester und in der Farbe gleichmäßiger, wenn man sie in einem Ofen unter Wasserdampf erhärten läßt. Das Wasser schlägt sich viel gleichmäßiger an den Steinen nieder als beim Anfeuchten mit Wasser und man

erreicht schon nach zweistündiger Behandlung die erforderliche Festigkeit. The Eng. Rec. 1909. Nr. 5. S. 127. — Cement and Eng. News 1909. Nr. 2. S. 48.

The Manufacture of Concrete Drain Tille. Zementrohre für Feldentwässerung sind in Kalifornien mit gutem Erfolge in Gebrauch und haben teilweise die Tonrohre verdrängt. Cement and Eng. News 1909. Jan. S. 10.

2. Ausführungen im Hochbau; Allgemeines.

Les tremblements de terre. La catastrophe du détroit de Messine. Von E. Lemaire, Ing. des Arts et Man. Ausführliche Besprechung des Erdbebens, der dabei beobachteten Bodenbewegungen, der geeignetsten Bauweisen zum Schutze gegen Erdbeben. Le génie civil 1909.

Architektur und Erdbeben. Inhaltsangabe eines Vortrages von de Baudot, der manche gute Gedanken enthält. Beton-Zeitung 1909. Nr. 7. Vgl. L. März 1909. V, 2. S. 141.

Der Ingenieur als Künstler. Von R. Goetz. Bemerkungen über das Zusammenarbeiten von Baukunst und Ingenieur-Wissenschaft. Eisenbeton 1909. Nr. 4.

Eisentürme und -säulen. Von Dr. H. Pudor. Interessante Bemerkungen und Angaben zur Eisenarchitektur. Eisenbeton 1909. Nr. 3.

Schönheit und Zweckmäßigkeit von Maschinen und Bauwerken. Von Ing. O. Schulz, Schlachtensee. Auch Verfasser steht auf dem Standpunkte, daß die Zweckmäßigkeit eines Bauwerks zugleich seine Schönheit ist; er führt beide Begriffe auf das „Prinzip des kleinsten Zwanges“ zurück. Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1909. Nr. 1.

Die Verwertung von Eisenbeton für Hochbauten. Von Baurat Kullrich. Allgemeine Angaben über Ausführungen im städtischen Hochbau. Mit zahlreichen Abbild. Techn. Gemeindeblatt 1909. Nr. 20 u. 21.

Römische Betonbauten. Von P. Gerhardt. Einige geschichtliche und technische Angaben Beton-Ztg. 1909. Nr. 9.

Amerikanische Betonhäuser. Von Prof. Dr.-Ing. Heß, Brünn. Nochmals die Idee von Edison, die bisher noch nicht ausgeführt ist. Beton u. Eisen 1909. Nr. 3. s. L. Januar 1909. V, 2. S. 30.

Group of Reinforced Concrete Buildings. Beschreibung der Holzverwertungsanlage zu Donald. Mit Abb. Eng. News 1909. Nr. 4. S. 89. L. März 1909. V, 2. S. 142.

Cold Storage Warehouses. Von Perry. Ausführliche Angaben über bauliche Maßnahmen, die Temperatur in Räumen gleichmäßig zu erhalten. Mit Abb. Eng. News 1909. Nr. 8. S. 209. The Eng. Rec. 1909. Nr. 5. S. 131.

New Board Mill. Größere Fabrikanlage in Eisenbeton. Angaben über die Ausbildung sehr starker Träger für Maschinenräume. Mit Abb. The Eng. Rec. 1909. Nr. 7. S. 190.

The Alaska Commercial Building. Angaben von Baueinheiten eines in San Francisco errichteten, 12 Stockwerke hohen Geschäftshauses. Kosten 850 000 Doll. Mit Abb. The Eng. Rec. 1909. Nr. 6.

A Ten Story Warehouse. Angaben über Balken- und Säulenabmessungen eines 10 Stock hohen Geschäftshauses; sowie über Art des Bauvorganges. The Eng. Rec. 1909. Nr. 6. S. 148.

The Majestic Theater Building at Los Angeles. Das 8 Stock hohe Gebäude auf 24×50 m Grundfläche ist ganz in Eisenbeton erstellt und bietet zahlreiche außergewöhnliche Anordnungen. Die Ränge weisen Kragträger auf von 8,1 und 9 m Länge. Die Belastungsproben zeigten nur geringe Durchbiegungen. Mit Abb. The Eng. Rec. 1909. Nr. 5. S. 128. Eng. News 1909. Nr. 6. S. 144.

Die neuen Badehäuser der Städte Aussig und Teplitz i. B. Von L. Roth. Gründung des 20,12 m großen Bassins 6 m tief auf 2 Unterzügen, die wie ein Vierendeelträger aussehen und wirken. Die Ständer (Pfeiler) sind sehr dünn, da sie ja im Boden stehen. Mit Abb. u. Zeichn. Beton und Eisen 1909. Nr. 3.

Getreidespeicher S. Anker, Danzig. Von Dipl.-Ing. Wohlgemut. Flachgründung auf einer durchgehenden Platte. Erstellung wasserdichter Gruben (f. Maschinen) im Grundwasser. Mitteilung eines Vergleichs zwischen Beton aus Grubenkies und solchem aus Seekies. Ersterer zeigt größere Druckfestigkeit. Mit Abb. Eisenbeton 1909. Nr. 3, 4, 5.

The Concrete Grain Elevator at Baltimore. Eine riesige Speichereinrichtung für 141 600 cbm Getreide hat die Pennsylvaniaabahn errichtet. 32 zylindrische Behälter von rd. 7,5 m Durchmesser und 24 m Höhe stehen dicht nebeneinander auf einer Eisenbetonplatte von 1,0 m Stärke, die ihrerseits auf Holzpfähle gegründet ist. Mit Abb. The Eng. Rec. 1909. Nr. 8. S. 200.

Handling the Excavation and Concrete Materials. Beschreibung des Bauvorganges bei einem Hotelbau in Chicago. Es war wenig Platz verfügbar und die kurze zulässige Bauzeit nötigte, schon Eisenkonstruktion aufzustellen, ehe noch der Erdaushub beendet sein konnte. Im wesentlichen wurden elektrisch getriebene Arbeitsmaschinen verwendet, die sich gut bewährten. Mit Abb. The Eng. Rec. 1908. Nr. 22. S. 609.

Eisenbeton-Bogenbinder. Angaben von Einzelheiten einer 8 m weit gespannten Halle nach Beton u. Eisen 1908. S. 290 ff. Dingl. Polytechn. Journal 1909. Heft 9. S. 144. s. L. Jan. 09. V, 2. S. 30.

Arched Roof of Ferro Concrete. Schwimm-

halle zu Croydon zeigt 18,5 m weit gespannte Eisenbetonbögen in 4,5 m Abstand; Belastungsproben verliefen günstig. Engineering 5. Febr. 1909. S. 193.

Drehofenhalle der S.-Böhm. Portlandzementfabrik A.-G. in Tschischkowitz. Binder als Steifrahmen von 20 m Stützweite und 15 m Höhe. Mitteilung der Berechnung. Übersichtliche Darstellung der auftretenden Biegemomente. Mit Abb. u. Zeichn. Beton und Eisen 1909. Nr. 3.

Kalksandsteinfabriken in Eisenbeton. Beschreibung und Abbildung, u. a. eines Daches mit Fachwerkbändern in Eisenbeton von 14,2 m lichter Weite. Zement und Beton 1909. S. 33. — Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 18.

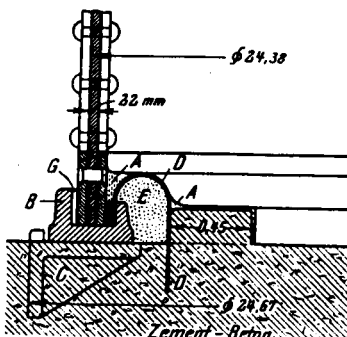
Der Eisenbeton im Wettbewerb um die Luftschiffbauhalle Zeppelins. Besprechung der eingereichten Entwürfe unter Beifügung zahlreicher Abbildungen und der Anschlagspreise für die verschiedenen Hallenentwürfe. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1909. Nr. 3, 4, 5, 6, 7 u. 8. s. L. März 1909. V, 2. S. 142.

Über einige Wölb- und Kuppelbauwerke. Von Dr.-Ing. Mautner. Angaben über die Treppenhaukuppel im Oberlandesgerichts-Neubau zu Düsseldorf. Mit Abb. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1909. Nr. 4.

Die neue Markthalle am Ritterplatz in Breslau. Von Dr.-Ing. Küster. Einige Bemerkungen mit guten Abbildungen. Eisenbeton 1909. Nr. 5. s. L. März 1909. V, 2. S. 142.

Hohe Schornsteine aus Zementsteinen. Von H. Prime-Kieffer, New York. Fertige Zementsteine von eigenartiger, sinnreicher Form ermöglichen es, den Schornstein schnell, billig und ohne besondere Schalung zu erbauen. Längsarmierung und Verjüngung beliebig; für 45 m Höhe 3—4 Gußformen. Bauzeit für den Schaft, 30 m hoher Kamin, 10—14 Tage. Mit Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 3.

Joint entre tôle et ciment. Bei einem Wasserbehälter der Stadt Sydney, Austr., war zwischen der zylindrischen Wand aus Blech von 22 mm und dem Boden aus Zementbeton eine



- A Reiner Asphalt, bedeckt D.
- B Gußring.
- C Konsolen zur Unterstützung des Ringes.
- D Bleiplatten, gelötet.
- E Feiner Sand
- G Gußasphalt.

■ Weichlot

wasserdichte Verbindung herzustellen, wie sie vorstehender Seite geschaffen worden ist. Die Dichtung hat sich trotz der großen Wärmeschwankungen gut bewährt. *Nouv. Ann. de la constr.* 1909. Febr.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Die Gmünder Tobelbrücke bei Teufen. Von Prof. Mörsch. Ausführliche Baubeschreibung des Bauwerkes mit Beigabe der statischen Berechnungen für die Fahrbahn und den Hauptbogen. Die Durchbiegung bei der Belastungsprobe stimmt mit der rechnerisch ermittelten überein bei Annahme $E = 260\,000 \text{ kg/qcm}$. *Schweizerische Bauztg.* 1909. Nr. 7, 8, 9, 10. s. L. März 1909. V, 3. S. 144 ff.

Bau einer Brücke im Mittelalter. Von Dr. Ing. Levy. Allgemeine Mitteilungen vom Bau einer hölzernen Elbbrücke in Torgau, 1494 bis 1517. Mit Abbildung. *Eisenbeton* 1909. Nr. 4 und 5.

Eisenbetonbrücken in Ungarn. Kurze Angaben über die im Zuge der Eisenbahn Kronstadt—Hermannstadt erbauten Eisenbahnbrücken. *Zeitschr. d. Vereins D. Ing.* 1909. Nr. 6. März 1909. S. 316 mit Abbildungen.

Concrete Work on Sparkman Bridge. Nähere Darstellung eines Viadukts in Eisenbeton, Angaben über Mischungsverhältnisse, Schalungen, Querschnitte. Bei Spannweiten über etwa 22 m sind Bogenträger mit oberliegender Fahrbahn, bei geringerer Weite einfache Balkenträger verwendet. *Eng. News* 1909. Nr. 8. S. 199 mit Abb.

The Sparkman and Jefferson Street Bridges. Einzelheiten der beiden Eisenbetonviadukte. *The Eng. Rec.* 1909. Nr. 6. S. 144. Mit Abb.

Construction Methods on two Highway Bridges. Angaben über Rüstungen und Bauvorgang vorstehender beider Straßenbrücken. *The Eng. Rec.* 1909. Nr. 7. S. 181.

Eisenbetonbrücke über den Maumee-fluß. Angaben über das in L. Jan. 1909. V, 3 erwähnte Bauwerk. *Östr. Zeitschrift für den öffentl. Baudienst* 1909. Nr. 9. S. 134.

The Rocky River Concrete Bridge near Cleveland. Eisenbahnbrücke, rd. 200 m lang, mit einem Mittelbogen von 85 m Stützweite (!) und Seitenbögen von durchschnittlich 15 m Weite. Höhe über Tal etwa 15 m. Der Bogen besteht aus 2 Ringen von je 5,5 m Breite in 5,0 m Abstand, der durch Platte mit I-Eiseneinlagen überspannt ist. Angaben über Rechnungsunterlagen und Bauweise. *The Eng. Rec.* 1909. Jan. S. 90. Mit Abb.

Brückenportal aus Eisenbeton (mit Abb.). Nach Zement und Beton 1908. Nr. 50. *Östr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst* 1909. Nr. 10. S. 153. s. L. Jan. 1909. V, 3. S. 34.

A Protected Steel and Concrete Highway Bridge. Straßenbrücke über Eisenbahngleise, Hauptträger sind vollwandige Blechträger

von 2,7 m Höhe bei 22,5 m Stützweite, die eisernen Träger sind zum Schutz gegen die Rauchgase der Lokomotiven an der Unterseite mit Betonhülle umgeben. *The Eng. Rec.* 1909. Nr. 8. S. 205. Mit Abb.

The Design, Construction and Cost of a Reinforced Concrete Trestle. Für eine Drahtseilbahn wurde ein Eisenbetonviadukt errichtet, bestehend aus Böcken aller 4,8 m und drei Längsbalken zur Unterstützung der Fahrbahn. Eingehende Angaben über den Bau, die Baustoffe und die entstandenen Kosten. *The Eng. Rec.* 1909. Nr. 8. S. 215. Mit Abb.

Cost of Small Concrete Piers. Ein eiserner Gerüstpfelerviadukt von etwa 240 m Länge und 30 m Höhe für eine Eisenbahn in der Nähe von Ottawa ist auf Betonpfeiler gegründet, für die Einzelpreise für Baustoff, Rüstung und Arbeitslöhne angegeben werden. *The Eng. Rec.* 1909. Nr. 4. S. 110. Mit Abb.

Cost of Concrete Bridges. Hinweis auf die große Preisverschiedenheit, die bei Vergebung von Betonbrücken zu verzeichnen ist. Unter 18 in Philadelphia 1908 ausgeführten Bogenbrücken schwankt der Preis zwischen rd. 120 und 400 M für 1 qm der überspannten Fläche oder zwischen rd. 70 und 350 M für 1 qm der vom Bauwerk — zwischen den Hinterkanten der Widerlager — bedeckten Grundrißfläche. *The Eng. Rec.* 1909. Nr. 4. S. 105.

„Knippelsbro“ in Kopenhagen. Eine Klappbrücke, deren Pfeiler hauptsächlich aus Stampfbeton hergestellt sind. Beschreibung mit Zeichnungen. *Ingeniören* 1909. Nr. 8 u. 9.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Caissonartige Gründungsmauer aus Eisenbeton. Ein Verfahren zur Gründung von Mauern usw. in ungesenktem Wasser und auf unebenem Grunde (nach Fr. Hennebique) wird beschrieben. Der Gründungskörper besteht aus offenen Zellen und enthält einige „Schwimmzellen“, so daß er im Wasser schwebt und, an seinen späteren Platz gebracht, zunächst nur lose aufsitzt. Durch die offenen Zellen werden dann Füllstoffe, Steine, Steinschlag, Beton zur Abgleichung der Bausohle eingebracht. *Beton-Ztg.* 1909. Nr. 6.

A Concrete Pile Dike for River Bank Revetment. Zur Uferbefestigung am Missouri wurden probeweise Eisenbetonpfahlbauten errichtet und die entstehenden Baukosten ermittelt. 36 Stück bis 15 m lange Pfähle wurden für 177 Dollar gleich rd. 7800 M hergestellt und einge-rammt. *The Eng. Rec.* 09. Jan. S. 105 mit Abb.

Immersion de blocs en béton. Für die Versenkung von Betonblöcken von 5 m Länge, 2,80 m Breite und 2,50 m Höhe (Inhalt 35 cbm, Gewicht 80 t!) hätte zwar ein schwimmender

Kran von 80 t Tragfähigkeit zur Verfügung gestanden. Dessen Verwendung schien aber bei Seegang sehr unsicher, und man ließ die Blöcke deshalb von dem Kahn, der sie brachte, auf Rollen abgleiten. Dieses Verfahren wird als äußerst einfach und zuverlässig beschrieben. Hafenmauer in Barcelona. Mit Abb. *Annales des ponts et ch.* 09. — *Nouv. Annales de la constr.* 1909. Febr.

Ecluse de la Floride au Havre. Umfangreiche Betonarbeiten usw. bei diesem Schleusenbau. Mit Abb. *Annales des ponts et chauss.* 1908. V.

The Big Dam in Arizona. In Arizona sind Bewässerungsanlagen, die 1 300 000 Acres gleich rund 525 000 ha Fläche mit Wasser versorgen sollen, geplant. Um die Stauanlagen bauen zu können, hat die Regierung zunächst eine Zementfabrik geschaffen, die, durch Wasserkraft betrieben, monatlich 14 000 cbm Zement herstellen kann. Angaben über die maschinellen Einrichtungen und Förderanlagen. *Cement and Eng. News.* 09. Jan. S. 8.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Comparaison du Pavage et de l'empierrement. Von Heude, Insp. Gén. des ponts et ch. Vergleich zwischen den Kosten von Pflaster und Chaussierung, sowohl Anlage- als Unterhaltungskosten. Verfasser kommt zu dem Ergebnis, daß die Pflasterung nur bei starkem und schwerem Verkehr wirtschaftlich ist. *Annales des ponts et ch.* 1908. V. — *Le génie civil* 1909. 6. März.

The Footwalks of the Blackwells Island Bridge. Von F. W. Abbot. Bei der neuen großen Brücke zu New York wurden rund 4 km Fußweg hergestellt und zwar aus Eisenbetonplatten von 5 cm Stärke und 1,0 m Breite. Die zweckmäßige Einrichtung des Werkplatzes unter der Brücke, die Anlage der Stapel und Verteilung der fertigen Platten sowie deren Aufbringung ist ausführlich beschrieben. *Eng. News.* 1909. Nr. 4. S. 94. Mit Abb.

A Large Retaining Wall at Tacoma. Eine etwa 100 m lange, bis 16,5 m hohe Stützmauer, wurde erforderlich für einen Straßenbau am Hange. Auf rund 30 m ist der Fußweg auf besondern Eisenbetonsäulen gestützt, um an Mauerwerk zu sparen. *The Eng. Rec.* 1908. Nr. 22. S. 616. Mit Abb.

Eisenbahnstation mit Maschinenhaus, Wagenfabrik usw. in Quantanamo-Cuba. Die Gebäude sind aus einzelnen Teilen erbaut, die anderswo hergestellt und — als einzelne Teile — nach der Baustelle gebracht wurden. Kurze Beschreibung mit guten Abb. „Ingeniören“ 1909. Nr. 7.

Gleisbettung aus Beton. Angaben über die von amerikanischen Bahnen in Tunnelstrecken verwendete Oberbauanordnung, Betonkörper mit kurzen Holzschwellen unter jeder Schiene. *Ztschr. des Vereins deutscher Ing.* 1909. Nr. 9. S. 357.

Konstruktion des Gleises im Detroit-tunnel. In durchgehender Betonsohle von 1,5 bis 1,8 m Stärke sind für jede Schiene Holzklötze aus Weißeiche 20,3 × 27,9 cm im Querschnitt 0,91 m lang eingebettet in Abständen von 60 cm. Trotz schweren Verkehrs (400 Güterwagen von je 44 t und 7 Personenzüge täglich) mit 23,3 t größter Lokomotivachslast bisher gut bewährt, keine Spurveränderung. *Österr. Wochenschr. für d. öff. Baudienst.* 1909. Nr. 6.

Le funiculaire du Wetterhorn. Ein guter Aufsatz über diese hochinteressante Schwebebahn. Mit guten Abb. *Le génie civil* 1909. 13. Febr.

The Tunnel at Providence. Ausführlicher Baubericht über einen etwa 1,5 km langen, etwa 9 m breiten Eisenbahntunnel, dessen Wände in Beton hergestellt wurden. Am Tunnelanfang auch Eiseneinlagen im Gewölbe. *The Eng. Rec.* 1908. Nr. 19. S. 512.

Concrete Block for Tunnel Lining. Beim Bau der mexikanischen Zentralbahn wurden Betonsteine (Mischung 1:2:4) mit Erfolg zur Herstellung der Tunnelgewölbe verwendet. Gewicht des Betonsteins etwa 45 kg. *The Eng. Rec.* 1909. Nr. 5. S. 131. Mit Abb.

The Cost of a Concrete Inverted Siphon. Angabe der Einzelpreise bei Herstellung einer Wasserleitung von etwa 1 km Länge. Die Leitung von 1,5 m Durchmesser für etwa 2 Atm. Wasserdruck kostet etwa 16,3 Doll. für 1 lfd. Fuß, das ist rd. 225 M/m. *The Eng. Rec.* 1909. Nr. 5. S. 124.

The Construction of a Reinforced Intercepting Sewer. Angaben über einen etwa 1 km langen Abwässerkanal zu Wilmington. *The Eng. Rec.* 1908. Nr. 19. S. 517.

Construction of a Concrete Block Sewer. Bei den in Tunnelstrecken hergestellten Entwässerungsleitungen der Stadt Toledo stellte sich der Preis bei Ausführung in Betonblöcken auf 96 000 Doll. statt 113 000 Doll. bei etwaiger Herstellung in Stampfbeton. Der Leitungsquerschnitt erhielt kreisrunde Form von 0,72 m bis 2,16 m l. Weite und wurde aus 4 Steinen mit Eiseneinlagen gebildet. Angaben über den Bauvorgang. *Eng. News* 1909. Nr. 5. S. 123. Mit Abb.

The Contractor's Plant for Building a Sewer. Ausführliche Darstellung des Bauvorganges bei einem 1,8 km langen in offenem Einschnitt hergestellten rechteckigen Eisenbetonkanal für Abwässer; unter Angabe der maschinellen Einrichtungen und erforderlichen Arbeitskräfte. *The Eng. Rec.* 1908. Nr. 22. S. 620. Mit Abb.

Concrete Water Pipes in Scotland. Kurze Angabe über eine Wasserleitung von rund 15 km Länge, die nach System Bonna ausgeführt wird. Der Preis soll 31 000 Lstr. betragen; gegenüber der Ausführung in Gußeisenrohren mit 36 000 Lstr. bedeutende Ersparnis. The Engineer 1909. 5. März. S. 249.

Eisenbetonkanalrohre in Abteilungen hergestellt. F. Burchartz, New-York. Jede Rohr-

länge von je 60 cm setzt sich aus 4 Stücken zusammen, einem unteren Sohlen-, 2 Seiten- und einem Kronenstück, die an den Stoßstellen durch Verschlingung der Eiseneinlage und durch Verguß mit Zementmörtel verbunden werden. Mit Abb. Beton u. Eisen 1909. Nr. 4. — s. L. Febr. 1909. V, 5. S. 74. Jan. 1909. V, 5. S. 36. — auch vorstehend: Constr. of a Concr. Block Sewer.

SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Die neue Hohlblockmaschine „Phönix“ (Patent angemeldet).

Die in Amerika in hoher Blüte stehende Hohlblockbauweise beginnt auch in anderen Ländern festen Fuß zu fassen. Die Firma Dr. Gaspary & Co., Markranstädt, bringt jetzt mit ihrer Maschine „Phönix“ eine Hohlblockmaschine auf den Markt. Bisher unterschied man im allgemeinen zwei Arten der Herstellung der Blöcke. Einmal wurden die Blöcke in bequemer Arbeitshöhe gestampft und nach erfolgtem Ausschalen aus der Form auf der Unterlage abgetragen und auf den Boden abgesetzt, und zum andern bevorzugte man eine Arbeitsweise, welche das gefährliche Abtragen der Blöcke vermied. Man stampfte die Blöcke unter Verwendung von Unterlagen direkt auf der Erde. In ersterem Falle zeigt sich der Fehler, daß die Blöcke sehr leicht während des Abtragens Risse erhalten, die ihre Festigkeit nach dem Erhärten beeinflussen. Auch ist es besser, zwei Arbeiter mit dem Abtragen der Blöcke zu betrauen, weil für einen Mann die Last zu schwer und das Niederlassen des Blockes zu unbequem ist. Diese Mängel werden zwar beim Stampfen der Blöcke auf der Erde vermieden, dafür hat der Arbeiter aber wieder alle Handierungen mit gebeugtem Rücken auf dem Boden, also in der denkbar ungünstigsten Arbeitsstellung auszuführen. Die Übelstände beider Methoden wurden bei Maschine „Phönix“ dadurch beseitigt, daß man die Maschine fahrbar gestaltete und daß

die eigentliche Form derart drehbar um eine Achse angeordnet wurde, daß man den gestampften Block in der Form direkt auf den Boden absetzen kann. Man fertigt also den Block in bequemer Arbeitshöhe nach der einen Methode und nimmt ihn aus der Form direkt auf dem Boden nach der anderen Arbeitsweise. Die Form selbst wird durch nur 2 Hebel geöffnet und geschlossen. Die Ansichtsflächen sind leicht auswechselbar. Es können mit der Maschine unter Verwendung entsprechender Unterlagen alle Arten von Blöcken fabriziert werden. Es lassen sich Hohl- und Vollblöcke sowohl als auch längs- und querhalbe, profilierte, glatte, bossierte usw. Blöcke arbeiten. Die Fabrikation der Blöcke mit der Maschine ist die denkbar einfachste. Man kann schmiedeeiserne oder Holzunterlagen verwenden. Eine Überanstrengung des einen zur Herstellung der Blöcke benötigten Arbeiters ist ausgeschlossen, da Block und Form nur gefahren werden, also leicht zu bewegen sind. Die Arbeitsweise der Maschine „Phönix“ gestattet auch, daß Blöcke fabriziert werden, die dem Rauminhalt von 16 vermauerten Steinen im großen deutschen Reichsformat entsprechen, während man bisher aus den oben angeführten Gründen auf den Maschinen älteren Systems nur Blöcke herzustellen empfahl, die 12 vermauerten Steinen gleich kamen.

Leipziger Zementindustrie Dr. Gaspary & Co.,
Markranstädt b. Leipzig.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

37b. 3. 204 365. Verfahren zur Herstellung von stabförmigen Betonkörpern mit einer Metallbewehrung aus Längsstäben und diese umschließendem Netz*) von Nicolaus Abramoff in Göttingen und Simon Magid in Schöneberg. Patentiert im Deutschen Reiche vom 2. Juni 1906 ab.

Die Erfindung bezieht sich auf stabförmige metallbewehrte Betonkörper (wie z. B. Säulen, Balken, Pfähle, Bogen, Stäbe von Gitterträgern) und bezweckt eine Verbesserung der bekannten Verfahren zur Herstellung von sogenanntem umschnürtem Beton.

Bei den Verfahren zur Herstellung von umschnürtem Beton pflegt man gegenwärtig eine Reihe von Metallstäben, welche ungefähr die äußeren Grenzen der herzustellenden Betonkörper festlegen, mit Metalldrähten oder -bändern schraubenförmig zu umwinden, so daß ein rings umschlossener Hohlraum entsteht, der dann von einem oder von beiden Enden her mit Beton gefüllt wird. Die

Einführung des Betons von der Seite ist dabei unbequem, weil dazu die Zwischenräume zwischen den Metallwindungen zu eng sind; ein Stampfen von der Seite her ist aber wegen der störenden Metallwindungen nicht gut möglich.

Dieser Nachteil wird gemäß vorliegender Erfindung dadurch beseitigt, daß die Längsstäbe nicht von einer rundherum fortlaufenden Schraubenwindung umschlossen, sondern paarweise durch Verschnürungen verbunden werden, derart, daß immer ein Längsstab mit zwei weiteren, auf verschiedenen Seiten von ihm liegenden Stäben verschnürt wird.

Die Anwendung von gesonderten Verbindungen zwischen je zwei Metallstäben bietet die Möglichkeit, die metallische Umschließung des mit Beton auszufüllenden Raumes vor Beginn der Betonausfüllung nur teilweise auszuführen, so daß zunächst zwei oder mehrere Metallstäbe unverbunden bleiben und erst miteinander verschnürt werden, nachdem durch die Lücke der Beton eingebracht worden ist. Hierdurch wird die Herstellung von Eisenbetonkörpern mit umschnürter Einlage erheblich erleichtert.

Wie vergleichende Versuche gezeigt haben, sind die nach diesem Verfahren hergestellten Eisenbetonkörper durch besondere Festigkeit ausgezeichnet.

*) Wir verweisen auf die in Heft 4 und 5, Jahrgang 1908, der Zeitschrift veröffentlichten Versuche von Prof. Abramoff. Die Schriftleitung.

Der Erfindungsgegenstand ist auf den Zeichnungen in verschiedenen Ausführungen veranschaulicht.

Die Fig. 1 bis 3 sind Querschnitte durch der Erfindung entsprechende Eisenbetonkörper.



Fig. 1.

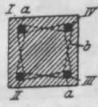


Fig. 2.

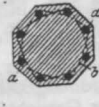


Fig. 3.

Fig. 4 ist eine Abwicklung der Metallbewehrung des Körpers nach Fig. 2.

Fig. 5 zeigt die Seitenansicht einer Doppelverschnürung der Längsstäbe.

Die Figur 6 und 7 sind Querschnitte durch stärkere Eisenbetonkörper, zum Teil mit anderer Ausführung der Verschnürung.

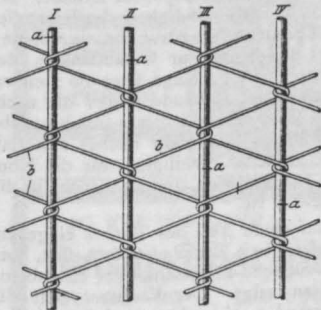


Fig. 4.

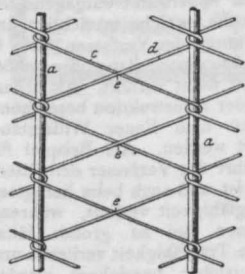


Fig. 5.

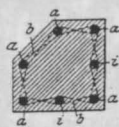


Fig. 6.

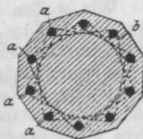


Fig. 7.

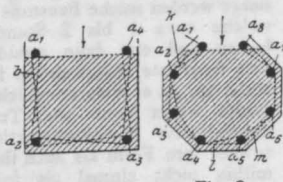


Fig. 8.

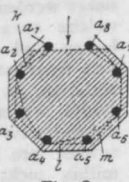


Fig. 9.

Die Fig. 8 und 9 sind Querschnitte durch Körper, deren Umschnürung noch nicht völlig abgeschlossen ist.

Bei den in den Fig. 1 bis 3 dargestellten Querschnitten ist angenommen, daß jeder in die Betonmasse eingebettete Längsstab a eine Ecke des Betonkörpers festlegt. Zwischen den Längsstäben sind Drahtverschnürungen b angebracht. Bei der Ausführungsform nach Fig. 4 geht die Drahtverschnürung b in allmählich ansteigenden Windungen von dem einen Ende der verbundenen Stäbe nach dem anderen Ende hin. Bei der Ausführungsform nach Fig. 5 sind einander kreuzende Verschnürungen c und d zwischen je zwei Stäben a vorgesehen.

In Fig. 6 ist ein stärkerer Querschnitt gezeigt, der zur Erzielung der nötigen Festigkeit nicht nur mit Eckstäben a, sondern auch noch mit Zwischenstäben i bewehrt ist, die mit den ihnen benachbarten Eckstäben a ebenso verschnürt sind wie sonst die Eckstäbe untereinander.

Bei dem in Fig. 7 dargestellten Querschnitt sind die Stäbe a nicht mit den ihnen unmittelbar benachbarten Stäben a verschnürt, sondern jeder Stab a ist mit dem zweitnächsten Stab a verschnürt.

Fig. 8 und 9 zeigen Querschnitte von Eisenbetonkörpern, deren Herstellung noch nicht völlig abgeschlossen ist. In Fig. 8 sind die Metallstäbe a^1 und a^4 noch nicht miteinander verschnürt; die Betonmasse ist hier durch die Lücke zwischen diesen Stäben in den im übrigen umschürnten Hohlraum zwischen den Stäben a^1, a^2, a^3, a^4 eingeführt worden. Die Fertigstellung dieses Körpers erfolgt dann in der Art, daß zum Schluß auch die Stäbe a^1 und a^4 miteinander verschnürt werden und die äußere Betonschicht von der Seite mit dem Betonkörper vereinigt wird.

Bei der Ausführungsform nach Fig. 9 ist gleichfalls die Metallumschnürung noch nicht vollendet. Hier ist zwischen den Stäben a^1 und a^8 eine Lücke gelassen, durch welche die Betonmasse eingebracht worden ist. Die Verschnürung ist hier des weiteren Beispiels halber anders als bei den früheren Formen, nämlich so ausgeführt, daß nicht sämtliche Längsstäbe miteinander verschnürt sind; Verschnürung ist vielmehr nur zwischen den Längsstäben und a^3 und a^5 und die Stäbe a^2, a^4, a^6 und a^7 dienen nur den Drahtumschnürungen k, l und m zwischen jenen Stäben als Widerlager. Die Fertigstellung der Säule erfolgt auch hier, wie es für Fig. 8 angegeben worden ist, dadurch, daß nach Einbringung der Betonmasse in den umschürnten Hohlraum durch die Lücke zwischen den Stäben a^1 und a^8 diese Stäbe miteinander verschnürt werden und darauf die Betonmasse an dieser Stelle in gehöriger Weise ergänzt wird.

Patent-Ansprüche:

1. Verfahren zur Herstellung von stabförmigen Betonkörpern (wie z. B. Säulen, Balken, Bogen, Pfähle, Stäben von Gitterträgern) mit einer Metallbewehrung aus Längsstäben und diese umschließendem Netz, dadurch gekennzeichnet, daß die Längsstäbe paarweise durch hin und her gehende durchlaufende Metalldrähte oder Metallbänder so umschlungen werden, daß ein Längsstab mit zwei auf verschiedenen Seiten von ihm liegenden Stäben verschnürt wird.

2. Verfahren nach Anspruch 1, dadurch gekennzeichnet, daß vor der Auffüllung des durch Metall umschlossenen Raumes mit Beton oder Mörtel nur ein Teil der verschiedenen Verschnürungen ausgeführt wird, so daß mindestens zwischen zwei Längsstäben eine von Querverbindungen freie Lücke bleibt, durch die der Beton oder Mörtel von der Seite her eingeführt wird, worauf zum Schluß die Lücke durch nachträgliche Verschnürung der unverbundenen Stäbe und Auffüllung von Beton oder Mörtel geschlossen wird.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Der Direktor des Königl. Materialprüfungsamtes in Gr.-Lichterfelde-West, Herr Geh. Regierungsrat, Professor Dr. Ing. A. Martens, feiert am 1. April sein 25jähriges Jubiläum und wurde zum Geh. Ober-Regierungsrat ernannt. Es soll hier nicht von den Verdiensten gesprochen werden, die der Jubilar sich um die Entwicklung des Materialprüfungswesens erworben hat, weil sie ja nicht nur in Deutschland, sondern auch in dem gesamten zivilisierten Ausland nach Gebühr gewürdigt wurden. Wir wollen aber diese Gelegenheit nicht vorübergehen lassen, Herrn Geheimrat Martens auf das beste zu beglückwünschen, und

die Hoffnung aussprechen, daß er der Wissenschaft, der er dient, noch lange Jahre erhalten bleibe.

Die gleichen Wünsche wollen wir auch bei dieser Gelegenheit dem zweiten um das Materialprüfungswesen verdienstvollen Jubilar Herrn Professor Rudeloff aussprechen, der schon vor einigen Wochen sein 25jähriges Jubiläum gefeiert hat und durch die Ernennung zum Geh. Regierungsrat ausgezeichnet wurde.

An der Technischen Hochschule in Dresden habilitierte sich mit seiner Habilitationsschrift „Beitrag zur Berechnung und Beobachtung von Nebenspannungen eiserner Fachwerksbrücken“ der Regierungsbaumeister a. D. W. Gehler, stellvertretender Direktor der A.-G. Dyckerhoff & Widmann zu Dresden. Herr Gehler, der auch zu den Mitarbeitern unserer Zeitschrift gehört, wird über ausgewählte Kapitel aus der Festigkeitslehre, der Statik der Baukonstruktion und der Praxis des Beton- und Eisenbetonbaues lesen.

Von einer interessanten im Bau befindlichen Versuchsmaschine berichtet Richard L. Humphrey in Cement Age. Es handelt sich um eine Versuchseinrichtung für Druckversuche mit Eisenbetonsäulen, welche von der Firma Tinius Olsen & Company, Philadelphia, Pa. für das Versuchslaboratorium der United States Geological Survey in Washington ausgeführt wird, welche die großen Eisenbetonversuche in den Vereinigten Staaten durchzuführen haben. Die Maschine, welche über 200 t schwer ist, ist für 10 000 000 Pfund bestimmt und ihre Höhe über Fundament ist 25 m; die Lichthöhe beträgt ca. 15 m. Es ist dies die größte Prüfungsmaschine, welche jemals in dieser Art gebaut wurde.

FRAGEKASTEN.

(Einer Anregung aus unseren Leserkreisen folgend, haben wir einen Fragekasten eingeführt. Wir fordern die Fachgenossen auf, sich an der Beantwortung der Fragen zu beteiligen und werden diese Mitteilungen nach dem üblichen Satz honorieren.)

Frage 1:

Sind bereits Eisenbetonreservoirs zum Aufbewahren von feinem Olivenöl ausgeführt worden und wenn ja, welche Resultate haben sie ergeben? Wird der Geschmack des Öles von dem Reservoir, etwa durch den inneren Zementverputz beeinflusst und, ist dies der Fall, gibt es kein beim Verputzen anzuwendendes Mittel, welches die Gefahr einer Beschädigung des Öles ausschließt? Welches ist das beste chemische Mittel, durch welches oben erwähnte Reservoirs leicht und vollständig gereinigt werden können und welches verhindert, daß das neue Öl einen schädlichen Beigeschmack von den Öleresten des Reservoirs annimmt?

Frage 2:

Für ein Eisenbetondach ist die Verwendung von Bims-Kiesbeton im Verhältnis von 1 Teil Zement, 2 Teilen Rheinsand und 3 Teilen Bims Kies bezw. 1 Teil Zement, 1½ Teilen Sand und 2½ Teilen Bims Kies, vorgeschrieben und will die Baupolizei nur eine Beanspruchung von 15 kg/qcm entsprechend einer Bruchfestigkeit von 90 kg/qcm zulassen, während der statischen Berechnung eine Druckbeanspruchung von 20–30 kg/qcm, entsprechend einer Bruchfestigkeit von 120–180 kg/qcm zugrunde gelegt ist.

Sind Druckversuche über oben angegebene oder ähnliche Mischungsverhältnisse bekannt und welche Resultate lieferten dieselben? Ist in der Literatur über diese Frage etwas enthalten und in welcher?

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Dr. Reddemann, Branddirektor der Provinzialhauptstadt Posen, „Die Fürsorge gegen Feuersgefahr bei Bauausführungen.“ Verlag Julius Springer, Berlin. Preis geb. M. 5.—; in Leinen geb. M. 6.—.

In dem Vorwort spricht der Verfasser folgenden wichtigen Satz aus. „Der Grundsatz muß jede Baupolizeiverordnung beherrschen, daß auf die Feuersicherheit nicht mehr Gewicht gelegt wird, als bei der heutigen Bauweise und dem jetzigen hohen Stande des Feuerlöschwesens unbedingt notwendig ist.“ Man kann dieser Meinung nur bedingungsweise beipflichten und könnte hinzufügen, daß unter gleichen Verhältnissen bei derselben Ökonomie dasjenige Material vorzuziehen sein wird, welches am feuersichersten ist. Dies ist sehr wesentlich in dem Falle, wo Eisenbeton mit Ziegeln einerseits und mit Eisen andererseits in Wettbewerb tritt.

Das sehr interessante Buch enthält 5 Abschnitte. Im ersten Teil ist eine Einleitung, welche allgemeine Angaben über Aufgaben und Pflichten der Baupolizei enthält; der zweite Teil bespricht die Feuerbeständigkeit der Baustoffe, der dritte und vierte Teil bespricht Konstruktionseinzelheiten an sich und in ihrer Beziehung zur Gesamtanlage des Gebäudes. Im Schluß werden Vorschläge über die Stellung und Abgrenzung der einzelnen Gebäude gegen die nachbarlicherseits gemacht. Wie man aus dieser Inhaltsangabe entnehmen kann, umfaßt das Buch sehr reiches Material, das nicht nur für die zunächst Beteiligten, für die Konstrukteure und für die Baubehörden, sondern auch für die Allgemeinheit von Interesse ist.

Wir wollen nur auf einen Teil des Buches eingehen, der sich mit der Feuerfestigkeit der Baustoffe befaßt, weil er uns zeigt, welche vorzügliche Eigenschaft der Eisenbeton gegen andere Materialien zeigt. Der Verfasser teilt die Materialien in feuerbeständige, feuerfeste und feuersichere ein. Feuerbeständig ist derjenige Körper, der dem Feuer einen mehr oder minder großen Widerstand entgegensetzt. Feuerfest sind diejenigen Baustoffe, welche tatsächlich unverbrennlich sind; als Grenze nimmt der Verfasser 1500° C an. Zu den Eigenschaften des feuerfesten Baustoffes gehört auch, daß er seine Tragfähigkeit nicht verliert. Als feuersicher werden solche Baustoffe der Konstruktion bezeichnet, welche etwa 1 bis 2 Stunden dem Feuer Widerstand leisten und erst dann zerstört werden. Als Beispiel für eine feuerfeste Konstruktion führt der Verfasser den Eisenbeton an, da er unverbrennlich ist und auch beim heftigsten Brand weder Form noch Tragfähigkeit verliert, während ungeschützte Eisenkonstruktionen bei so großer Hitze sowohl ihre Form als auch ihre Tragfähigkeit verlieren und mithin nicht einmal als feuersicher bezeichnet werden können. Außerdem weist der Verfasser darauf hin, daß Eisenbetonbauten bei Blitzgefahr mehr gesichert sind als Eisenkonstruktionen, da der Blitz in den Eisenstäben, welche von dem schlechten Wärmeleiter Beton umgeben werden, unschädlich zur Erde hinabgeführt wird. Der Verfasser weist darauf hin, daß eine 5 cm starke Betonschicht als Schutzschicht für das Eisen für notwendig befunden wurde. Diese Zahl dürfte aber etwas zu hoch sein, denn es ist bekannt, daß Eisenbetonkonstruktionen mit einer Betonumhüllung von 2½ bis 3 cm durch Feuer nicht zerstört wurden.

Das Buch kann allgemein auf das wärmste empfohlen werden, weil es eine Zusammenstellung aller die Fürsorge gegen Feuersgefahr betreffenden Gesichtspunkte in eingehender Weise behandelt.

Dem Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einreichung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.

*Ingenieurbureau u. Eisenbetonbau-Unternehmung
für Hoch- und Tiefbau.*

Stuttgart
TELEPHON 3340. UND 7774.

Karlsruhe
TELEPHON 2479.

Ulm a.D.
TELEPHON 962.

H. Pek

PROJEKTIERUNG UND AUSFÜHRUNG VON

BETON-UND EISENBETON-BAUTEN

*Brücken, Wasserbehälter, Silos, Fabrikbauten, Lagerhäuser etc.
Fundierungen, Eisenbetonpfähle, Isolierdecken für Stallungen.*

ERSTE REFERENZ, PROSPEKTE, PLÄNE UND VORANSCHLÄGE AUF ANSUCHEN.



Grossviehmarkthalle Stuttgart

Besuch
erbeten.

Hohlblockmaschine „Phönix“

Dr. Gaspary u. Co., MarkKranstädt

Neuer Gesamtkatalog Nr. 15 gratis.

Grösste Firma
der Branche.

32]

3 so gut wie neue

Beton-Mischmaschinen

von 60—80 u. 100 cbm Tagesleistung,
1 Motorwinde, div. sonstige Baugeräte

44] **== spottbillig ==**

zu verkaufen. Offerten unter **Z. 807** an
Haasenstein & Vogler A.-G., Berlin.

Eisenbeton.

Gut empfohlenes größ. Siegerländer Bau-
geschäft übernimmt die

Vertretung

einer wirklich leistungsfähigen Beton- und
Eisenbetonfirma.

Off. unt. **P. T. 1157** an Haasenstein & Vogler,
A.-G., Cöln.

[51]

Zu beziehen durch jede Buchhandlung.

**Beton-Mischmaschine „Ich kann's“ mit automatischer
Meßvorrichtung leistet pro Tag bei Bewegung durch einen Mann
ca. 100 Cbmtr. [45] E. R. Schnorbus, Hamburg 7, Klostertor 3.**

Neu erschienen:

Neue Versuche an Eisenbeton-Balken

über die

Lage und das Wandern der Nullinie
und die Verbiegung der Querschnitte
Versuche über reine Haltfestigkeit.

Von Dr.-Ing. R. Müller.

Herausgegeben von Rud. Wölle, Zementbaugeschäft, Leipzig.

Mit 40 Textabbildungen,
15 Lichtdrucktafeln u. 22 lithogr. Kurventafeln.

Preis in Leinen gebunden 7,50 M.

Kommissionsverlag:

Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W. 66, Wilhelmstr. 90.

Verlag von Julius Springer in Berlin.

Soeben erschien:

Die Stubenrauch-Brücke über die Oberspree bei Berlin.

Von

Karl Bernhard,

Regierungsbaumeister und Privatdozent bei Berlin.

Mit 52 in den Text gedruckten Abbildungen
und 1 Textblatt.

Preis M. 2,—.



WOCHENSCHRIFT FÜR
**Beton- und Eisenbetonbau
und Kunststein-Industrie.**

VIII. JAHRGANG.

Bezugspreis 3 Mark vierteljährlich.

Die Treskow-Brücke zu Oberschöneweide bei Berlin.

Mit 74 in den Text gedruckten Abbildungen und 1 Textblatt.

Preis M. 2,—.

Zu beziehen durch alle Buchhandlungen.



Verlangt Gebrauchsanweisung.

Zement-Beton
Zement-Putz
Tonwaren

vollständig
wasserdicht

AQUABAR G.m.b.H. Berlin N.20, Prinzenallee 26.